



**Escola de Camins**

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports

UPC BARCELONATECH

# INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA: COMPARACIÓN ENTRE EL MÉTODO DEL COEFICIENTE DE BALASTO Y EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

Trabajo realizado por:

**Ricardo Ramos Wendehake**

Dirigido por:

**Alberto Ledesma Villalba**

Máster en:

**Ingeniería del Terreno e Ingeniería Sísmica**

Barcelona, 22 de septiembre de 2017

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

**TRABAJO FINAL DE MÁSTER**



## RESUMEN

La respuesta de una cimentación sometida a cargas es una interacción compleja entre la superestructura, la propia cimentación y el terreno. Para estudiar esta interacción suelo-estructura se emplea tradicionalmente el coeficiente de balasto ( $k$ ) también conocido como el Método de Winkler (1867). Este método deriva en modelos simples que no representan el comportamiento del suelo, sin embargo, es de uso habitual en el diseño estructural.

A pesar de esto, muchos investigadores, estando al tanto de las limitaciones del método de Winkler, desarrollaron expresiones analíticas en base al modelo elástico lineal para estimar un coeficiente de balasto del terreno debido a las facilidades que ofrece el método de Winkler para desarrollar estas expresiones.

Por auge de la informática y de los métodos numéricos, actualmente es común realizar estudios que engloban en un mismo modelo la interacción suelo-estructura. Estos estudios complejos se pueden resolver gracias al Método de los Elementos Finitos (MEF).

En base al MEF, muchos programas comerciales pueden modelar con gran precisión complejos problemas de ingeniería. Plaxis es un programa que se dedica principalmente a la modelación geotécnica que utiliza el método de los elementos finitos para calcular el comportamiento del terreno. Con Plaxis se puede modelar casos teniendo en cuenta las ecuaciones fundamentales del comportamiento del suelo, pero aplicado a geometrías complejas, obteniendo tensiones sobre el terreno y desplazamientos más exactos.

Teniendo en cuenta las expresiones analíticas más utilizadas y los resultados de los modelos en Plaxis se realizó una comparación de los valores del coeficiente de balasto calculado con fórmulas empíricas y con el MEF para tres geometrías distintas: cimentaciones superficiales, muros en pantalla y un túnel.

Para las tres estructuras se observó que las expresiones analíticas, en comparación con los resultados del MEF, no ejemplifican de manera muy acertada el comportamiento del suelo. El coeficiente de balasto resulta ser muy variable para un mismo suelo y para diferentes geometrías y en distintos puntos. Es por ello que si a pesar de todo se utiliza por simplicidad, se aconseja calcular el problema con un rango de valores de dicho coeficiente, antes que con un solo valor fijo.

## ABSRACT

The response of a foundation subjected to loads is a complex interaction between the superstructure, the foundation itself and the ground. To study this soil-structure interaction, the subgrade coefficient ( $k$ ), also known as the Winkler Method (1867), has traditionally been used. This method derives in simple models that do not represent the behavior of the soil, however, it is of common use in structural design. Despite this, many researchers, being aware of the limitations of the method of Winkler, developed analytical expressions based on the linear elastic model to estimate a subgrade coefficient, due to the advantages that Winkler method offers to develop these expressions.

Thanks to the development of computer science and numerical methods, it is currently common to carry out studies involving in the same model the soil and the structure interaction. These complex studies can be solved by using the Finite Element Method (MEF).

Based on the MEF, many commercial programs can model complex engineering problems with great precision. Plaxis is a program mainly devoted mainly to the geotechnical modeling, using the finite element method to calculate the soil response. With Plaxis, it is possible to model cases taking into account the fundamental equations of soil behavior, but applied to complex geometries, obtaining stresses on the soil and more exact displacements.

Considering the most used analytical expressions and the results of the models in Plaxis, a comparison was made of the values of the calculated subgrade coefficient with empirical formulas and with the MEF for three different geometries: surface foundations, diaphragm walls and a tunnel.

For the three structures, it was observed that the analytical expressions, in comparison with the results of the MEF, do not reproduce well the soil behavior. The subgrade coefficient turns out to be very variable for the same soil and for different geometries and at different points. That is why, if it is nevertheless used for simplicity, it is advisable to calculate the problem with a range of values rather than with a single fixed value.

## AGRADECIMIENTOS

Eternamente agradecido a Dios y a toda mi familia por el apoyo incondicional, en especial a mi madre, Lila. También a mi padre Armando, Luis y Tibisay por estar pendientes de mí. A mis dos hermanas menores, Constanza y María José.

Muy agradecido con mis compañeros de piso y de máster por compartir, crecer y aprender juntos.

A mi tutor, Alberto Ledesma no solo por sus conocimientos y guía en este trabajo final de máster, también por su paciencia y trato amable en consultas, correos y mensajes. Un placer haber trabajado con usted.

A la Universidad Politécnica de Cataluña por aceptarme y educarme. En general, a todos los profesores con los que tuve el honor de recibir clases.

Un especial agradecimiento a la ciudad de Barcelona que me recibió muy bien, espero que pueda seguir mucho tiempo acá.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: Introducción, objetivos y contenido del trabajo .....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Objetivos .....	2
1.3. Contenido del Trabajo .....	2
CAPÍTULO 2. Análisis Tradicional de la interacción suelo-estructura: coeficiente de balasto. .....	4
2.1. Método de Winkler .....	4
2.2. Método de Terzaghi .....	5
2.3. El Túnel Circular en Terrenos Elásticos.....	8
2.4. Expresiones Analíticas para el Coeficiente de Balasto Vertical .....	9
2.5. Expresiones Analíticas para el Coeficiente de Balasto Horizontal .....	11
2.5.1. Ábacos de Chadeisson .....	11
2.5.2. Método de Monnet.....	12
2.5.3. Método de Menard y Bourdon.....	13
2.6. Cálculo Tipo de Expresiones Analíticas.....	13
2.6.1. Expresiones de Terzaghi para el Ensayo de Placa de Carga.....	13
2.6.2. Coeficiente de Balasto Vertical .....	14
2.6.3. Coeficiente de Balasto Horizontal .....	15
2.6.4. Coeficiente de Balasto Radial .....	17
2.7. Condición de Rigidez en Interacción Suelo-Estructura .....	17
CAPÍTULO 3. Método de Elementos Finitos: Programa Plaxis .....	19
3.1. Método de Elementos Finitos .....	19
3.2. MEF en Geotecnia .....	20
3.3. Programa Plaxis .....	21
3.3.1. Modelo Elástico Lineal .....	22
3.3.2. Modelo Mohr-Coulomb.....	22

3.3.3. Cálculo de Parámetros de Interés .....	23
3.3.4. Parámetros de Diseño .....	24
3.3.5. Criterio de Signos .....	25
CAPÍTULO 4. Análisis de Cimentaciones Superficiales .....	26
4.1. Modelación en Plaxis.....	26
4.2. Análisis de Sensibilidad en las Cimentaciones Superficiales .....	31
4.2.1 Variación de la altura en la zapata (d).....	31
4.2.2. Variación del módulo elástico (E).....	34
4.2.3 Variación de la Profundidad del Estrato .....	38
4.2.4. Factor Forma .....	40
4.2.5. Factor Escala.....	42
4.2.6. Efecto de la Rugosidad en el Contacto Suelo-Estructura .....	49
CAPÍTULO 5. Análisis de Estructuras de Contención .....	51
5.1. Modelación en Plaxis.....	51
5.2. Análisis de Sensibilidad en Estructuras de Contención .....	54
5.2.1. Variación del Espesor del Muro .....	54
5.2.2. Variación del Módulo Elástico del Suelo .....	56
5.2.3. Variación de la Profundidad de la Excavación .....	60
5.2.4. Muro en Pantalla Empotrado en un Estrato Rígido .....	62
5.2.5. Variación de la Profundidad de Excavación para un Muro en Pantalla Empotrado en un Estrato Rígido .....	65
5.3. Análisis de Sensibilidad en Estructuras de Contención con Mohr-Coulomb .....	70
CAPÍTULO 6: Análisis del Coeficiente de Balasto en Túneles .....	77
6.1. Modelación en Plaxis.....	77
6.2. Túnel en Roca.....	79
CAPÍTULO 7. Comparación Entre Expresiones Analíticas y el Método de Elementos Finitos (Plaxis) .....	82
7.1. Comparación de Resultados para las Estructuras Superficiales.....	82

7.2. Comparación de Resultados para las Estructuras de Contención .....	85
7.2.1. Ábacos de Chadeisson .....	85
7.2.2. Expresión Analítica de Monnet.....	86
7.2.3. Expresión Analítica de Menard y Bourdon .....	87
7.3. Comparación de Resultados para el Túnel en Roca.....	87
CAPÍTULO 8. Conclusiones y Recomendaciones.....	89
Referencias Bibliográficas .....	92



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Idealización del método de Winkler. El suelo se comprime solo debajo del cimiento debido a una carga aplicada ( $Q$ ) que causa el asiento ( $X$ ) (Terzaghi, 1952).....	6
Figura 2.2: Relación de los bulbos de tensiones entre un ensayo de placa de carga y una cimentación de mayor dimensión (Terzaghi, 1955).....	6
Figura 2.3: Discretización basada en el método de Winkler de un túnel de radio " $r$ " sometido a una presión radial ( $P_r$ ) en un suelo con un módulo elástico establecido ( $E_s$ ) (Zhao C et al, 2017). ....	9
Figura 2.4: Ábaco de Chadeisson (1961). Coeficiente de balasto horizontal en función del ángulo de fricción interna (eje " $X$ ") y la cohesión (eje " $Y$ ") (Mitew, 2005).....	12
Figura 2.5: Valores del $k_h$ obtenidos gráficamente por el ábaco de Chadeisson. ....	16
Figura 2.6: Rigidez conjunta del sistema terreno-cimentación según König (1975), tomado de Rodríguez-Ortiz et al (1995).....	18
Figura 3.1: Geometrías típicas en elementos finitos en distintas dimensiones (Felippa, 2014). ....	19
Figura 3.2: Modelo Mohr-Coulomb según la convención de Plaxis (Plaxis bv., 2016b)....	23
Figura 3.3: Convención de signos del programa Plaxis (Plaxis bv, 2016a). ....	25
Figura 4.1: Dominio de 60 m de largo y 5 m de profundidad. ....	27
Figura 4.2: Carga distribuida de $-100 \text{ kN/m}^2$ , placa (línea azul horizontal debajo de la carga) e interface (línea verde horizontal).....	28
Figura 4.3: Modelo deformación plana (izquierda) y axisimétrico (derecha) (Plaxis bv, 2016a). ....	29
Figura 4.4: Mallado para una viga de cimentación de 2 m de ancho, se pueden ver los nodos (rojo) y los puntos tensionales (morado). ....	30
Figura 4.5: Tabla de coordenadas del caso mostrado en la figura 4.4. ....	31
Figura 4.6: Asientos, $U_y$ [m] (a), tensiones verticales bajo la zapata, $\sigma_{yy}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una viga de cimentación de 2 metros de ancho y un módulo elástico de 100 MPa. ....	32

Figura 4.7: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) mínimo y máximo en función de la altura de cimentación sobre un suelo con 5 m de profundidad y $E=100$ MPa.	34
Figura 4.8: Asientos, $U_y$ [m] (a), tensiones verticales bajo la zapata, $\sigma_{yy}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una viga flexible de 2 metros de ancho y un módulo elástico de 10 MPa.	35
Figura 4.9: Asientos, $U_y$ [m] (a), tensiones verticales bajo la cimentación, $\sigma_{yy}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una viga flexible de 2 metros de ancho y un módulo elástico de 1.000 MPa.	36
Figura 4.10: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) mínimo y máximo en función de la altura de cimentación sobre un suelo con 5 m de profundidad y $E=10$ MPa.	37
Figura 4.11: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) mínimo y máximo en función de la altura de cimentación sobre un suelo con 5 m de profundidad y $E=1000$ MPa.	38
Figura 4.12: Asientos, $U_y$ [m] (a), tensiones verticales bajo la cimentación $\sigma_{yy}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una viga de cimentación de 2 metros de ancho, un suelo con 20 m de profundidad y un módulo elástico de 100 MPa.	39
Figura 4.13: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) mínimos y máximos en función de la altura de cimentación sobre un suelo con 20m de profundidad y $E=100$ MPa.	40
Figura 4.14: Asientos, $U_y$ [m] (a), tensiones verticales bajo la cimentación, $\sigma_{yy}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una zapata circular de 2 metros de ancho, un suelo con 20 m de profundidad y un módulo elástico de 100 MPa.	41
Figura 4.15: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto ( $k$ ) mínimos y máximos en función de la altura de una zapata circular con 2 metros de diámetro sobre un suelo con 20m de profundidad y $E=100$ MPa.	42
Figura 4.16: Asientos, $U_y$ [m] (a), tensiones verticales bajo la cimentación, $\sigma_{yy}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una viga de cimentación de 8 metros de ancho, un suelo con 20 m de profundidad y un módulo elástico de 100 MPa.	43
Figura 4.17: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) mínimos y máximos en función de la altura de cimentación con 8 metros de ancho sobre un suelo con 20m de profundidad y $E=100$ MPa.	44

Figura 4.18: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) mínimos y máximos con una altura de cimentación de 0,6m con 2m y 8m de ancho sobre un suelo con 20m de profundidad y $E=100$ MPa.....	45
Figura 4.19: Comparación de resultados entre el MEF y expresiones analíticas de Terzaghi para la estimación del coeficiente de balasto vertical.....	46
Figura 4.20: Comparación de las tendencias del coeficiente de balasto vertical de las expresiones analíticas de Terzaghi con $k_{30}$ calculado por MEF de $k_v$ mín (a) y $k_v$ máx (b). .....	48
Figura 4.21: Asientos, $U_y$ [m] (a), tensiones verticales bajo la cimentación, $\sigma_{yy}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una viga de cimentación de 4 metros de ancho y 1,20 m de alto, un suelo con 20 m de profundidad y un módulo elástico de 100 MPa...	49
Figura 5.1: Dominio de 60 m de largo y 15 m de profundidad con un muro de 4 m de alto y una excavación de 2 m. ....	52
Figura 5.2: Mallado para un muro en pantalla de 4 m de largo, se pueden ver los nodos (rojo) y los puntos tensionales (morado). ....	53
Figura 5.3: Desplazamientos horizontales, $U_x$ [m] (a), tensiones horizontales, $\sigma_{xx}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 4 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 100 MPa. ....	55
Figura 5.4: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo y máximo en función del ancho del muro en pantalla modelado en un suelo con 15 m de profundidad y $E=100$ MPa. ....	56
Figura 5.5: Desplazamientos horizontales, $U_x$ [m] (a), tensiones horizontales, $\sigma_{xx}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 4 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 10 MPa. ....	57
Figura 5.6: Desplazamientos horizontales, $U_x$ [m] (a), tensiones horizontales, $\sigma_{xx}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 4 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 1000 MPa. ....	58
Figura 5.7: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo y máximo en función del ancho del muro en pantalla modelado en un suelo con 15 m de profundidad y $E=10$ MPa. ....	59
Figura 5.8: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo y máximo en función del ancho del muro en pantalla modelado en un suelo con 15 m de profundidad y $E=1000$ MPa. ....	60

Figura 5.9: Desplazamientos horizontales, $U_x$ [m] (a), tensiones horizontales, $\sigma_{xx}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 8 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 100 MPa. ....	61
Figura 5.10: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo y máximo en función del ancho del muro en pantalla modelado en un suelo con 60 m de profundidad y $E=100$ MPa. ....	62
Figura 5.11: Muros en pantalla modelados en un estrato de suelo con comportamiento elástico-lineal, libre (a) y empotrado (b). ....	63
Figura 5.12: Desplazamientos horizontales, $U_x$ [m] (a), tensiones horizontales, $\sigma_{xx}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 15 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 100 MPa. ....	64
Figura 5.13: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo (azul) y máximo (naranja) en función del ancho del muro en pantalla con 15 m de largo, modelado en un suelo con 15 m de profundidad y $E=100$ MPa. ....	65
Figura 5.14: Desplazamientos horizontales, $U_x$ [m] (a), tensiones horizontales, $\sigma_{xx}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 15 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 100 MPa en una excavación de 3,75m. ....	66
Figura 5.15: Desplazamientos horizontales, $U_x$ [m] (a), tensiones horizontales, $\sigma_{xx}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 15 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 100 MPa en una excavación de 7,50m. ....	67
Figura 5.16: Desplazamientos horizontales, $U_x$ [m] (a), tensiones horizontales, $\sigma_{xx}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 15 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 100 MPa en una excavación de 11,25m. ....	68
Figura 5.17: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo ( $k_h$ mín) en función del ancho del muro en pantalla con 15 m de largo, modelado en un suelo con 15 m de profundidad y $E=100$ MPa variando las excavaciones entre 3,75m; 7,50m y 11,25m. ....	69
Figura 5.18: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal máximo ( $k_h$ máx) en función del ancho del muro en pantalla con 15 m de largo, modelado en un suelo con 15 m de profundidad y $E=100$ MPa variando las excavaciones entre 3,75m; 7,50m y 11,25m. ....	69
Figura 5.19: Desplazamientos horizontales, $U_x$ [m] (a), tensiones horizontales, $\sigma_{xx}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 4 m de largo modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=0$ kPa y $\phi'=30^\circ$ ) y $E=100$ MPa. ....	70

Figura 5.20: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo y máximo para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=0$ kPa y $\phi'=30^\circ$ ) y $E=100$ MPa.	72
Figura 5.21: Desplazamientos horizontales, $U_x$ [m] (a), tensiones horizontales, $\sigma_{xx}$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 4 m de largo modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=50$ kPa y $\phi'=20^\circ$ ) y $E=100$ MPa.	73
Figura 5.22: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo y máximo para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=50$ kPa y $\phi'=20^\circ$ ) y $E=100$ MPa.	74
Figura 5.23: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo (azul) y máximo (naranja) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=0$ kPa y $\phi'=30^\circ$ ) y $E=10$ MPa (a) y 1000 MPa (b).	75
Figura 5.24: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo (azul) y máximo (naranja) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=50$ kPa y $\phi'=20^\circ$ ) y $E=10$ MPa (a) y 1000 MPa (b).	76
Figura 6.1: Dominio de 100 m de largo y 50 m de profundidad con un túnel de 10 m de diámetro.	78
Figura 6.2: Mallado para un túnel circular de 10 m de diámetro, se pueden ver los nodos (rojo) y los puntos tensionales (morado).	78
Figura 6.3: Deformada ovalada de un túnel circular de 10 m de diámetro, se exagera la escala para que se pueda apreciar los movimientos del terreno.	79
Figura 6.4: Desplazamientos radiales, $U_r$ [m] (a), tensiones radiales, $\sigma_r$ [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Radial ( $k_r$ ) (c) para un túnel de 10 m de diámetro modelado en una roca con $E=1000$ MPa.	80
Figura 7.1: Comparación de resultados, por MEF y expresiones analíticas del coeficiente de balasto radial.	88

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Valores de $k_{30}$ propuestos por Terzaghi (Rodriguez, Ortiz et al, 1995). .....	7
Tabla 2.2: Valores de $n_h$ en función de la densidad relativa de la arena. Terzaghi (1955)..	8
Tabla 2.3: Valores de $k_{s1}$ en función de la consistencia de la arcilla. Terzaghi (1955). .....	8
Tabla 2.4: Comportamiento de una cimentación en función de N y L. (Rodriguez, Ortiz et al, 1995). .....	17
Tabla 4.1: Parámetros de diseño para las cimentaciones variando su altura (d). Donde $E_h$ es el módulo elástico del hormigón, I es la inercia del elemento y A su área. ....	29
Tabla 4.2: Valores del coeficiente de balasto vertical mínimo y máximo (kPa/m) para una viga de fundación de 2 metros de ancho sometida a una carga de $-100 \text{ kN/m}^2$ , sobre un suelo con 5 m de profundidad y $E=100 \text{ MPa}$ .....	33
Tabla 4.3: Valores del coeficiente de balasto vertical mínimo y máximo (kPa/m) para una viga de fundación de 2 metros de ancho sometida a una carga de $-100 \text{ kN/m}^2$ , sobre un suelo con 5 m de profundidad y $E=10 \text{ MPa}$ .....	37
Tabla 4.4: Valores del coeficiente de balasto vertical mínimo y máximo (kPa/m) para una viga de fundación de 2 metros de ancho sometida a una carga de $-100 \text{ kN/m}^2$ , sobre un suelo con 5 m de profundidad y $E=1000 \text{ MPa}$ .....	37
Tabla 4.5: Valores del coeficiente de balasto vertical mínimo y máximo (kPa/m) para una viga de fundación de 2 metros de ancho sometida a una carga de $-100 \text{ kN/m}^2$ , sobre un suelo con 20 m de profundidad y $E=100 \text{ MPa}$ .....	39
Tabla 4.6: Valores del coeficiente de balasto vertical mínimo y máximo (kPa/m) para una zapata circular de 2 metros de diámetro sometida a una carga de $-100 \text{ kN/m}^2$ , sobre un suelo con 20 m de profundidad y $E=100 \text{ MPa}$ .....	41
Tabla 4.7: Valores del coeficiente de balasto vertical mínimo y máximo (kPa/m) para una viga de fundación de 8 metros de ancho sometida a una carga de $-100 \text{ kN/m}^2$ , sobre un suelo con 20 m de profundidad y $E=100 \text{ MPa}$ .....	44
Tabla 4.8: Valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ), asentos ( $U_y$ ) y tensiones aplicadas al suelo ( $\sigma_{yy}$ ) para zapatas circulares de diámetro variable y una altura de 0,6m modeladas en un suelo de 20m de profundidad y $E=100 \text{ MPa}$ . ....	47
Tabla 4.9: Valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) calculados por las ecuaciones de Terzaghi para arcillas y arena.....	47

Tabla 5.1: Parámetros de diseño para los distintos anchos (d) en los muros.....	52
Tabla 5.2: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad y E=100 MPa. .....	56
Tabla 5.3: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad y E=10 MPa. .....	59
Tabla 5.4: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad y E=1000 MPa. .....	59
Tabla 5.5: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 8 m de largo, sobre un suelo con 60 m de profundidad y E=100 MPa. .....	61
Tabla 5.6: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 15 m de largo, sobre un suelo con 60 m de profundidad y E=100 MPa. .....	64
Tabla 5.7: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 15 m de largo y un suelo de igual profundidad con E=100 MPa y una excavación de 3,75m. ....	68
Tabla 5.8: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=0$ kPa y $\phi'=30^\circ$ ) y E=100 MPa. ....	71
Tabla 5.9: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kN/m <sup>3</sup> ) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=50$ kPa y $\phi'=20^\circ$ ) y E=100 MPa. ....	73
Tabla 5.10: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=0$ kPa y $\phi'=30^\circ$ ) y E=10 MPa y 1000 MPa.....	74
Tabla 5.11: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=50$ kPa y $\phi'=20^\circ$ ) y E=10 MPa y 1000 MPa.....	75

Tabla 7.1: Valores del coeficiente de balasto vertical calculados por MEF y por expresiones analíticas (kPa/m) para una viga de cimentación de 2 m de ancho con altura (d) variable, sobre un suelo con 5 m de profundidad y $E=100$ MPa.....	83
Tabla 7.2: Valores del coeficiente de balasto vertical calculados por MEF y por expresiones analíticas (kPa/m) para una viga de cimentación de 2 m de ancho con altura (d) variable, sobre un suelo con 5 m de profundidad y un módulo elástico del suelo de 10 MPa y 1000 MPa.....	83
Tabla 7.3: Valores del coeficiente de balasto vertical calculados por MEF y por expresiones analíticas (kPa/m) para una viga de cimentación de 2 m de ancho con altura (d) variable, sobre un suelo con 20 m de profundidad y $E=100$ MPa.....	84
Tabla 7.4: Valores del coeficiente de balasto vertical calculados por MEF y por expresiones analíticas (kPa/m) para una viga de cimentación de 8 m de ancho con altura (d) variable, sobre un suelo con 20 m de profundidad y $E=100$ MPa.....	84
Tabla 7.5: Valores del coeficiente de balasto vertical calculados por MEF y por expresiones analíticas (kPa/m) para una zapata circular de 2 m de diámetro con altura (d) variable, sobre un suelo con 20 m de profundidad y $E=100$ MPa.....	85
Tabla 7.6: Resultados del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) calculado con la expresión de Monnet para ambos casos de estudio por M-C variando el ancho del muro de pantalla. .....	86
Tabla 7.7: Resultados del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) calculado con la expresión de Menard y Bourdon para ambos casos de estudio por M-C variando el ancho del muro de pantalla.....	87



# CAPÍTULO 1: Introducción, objetivos y contenido del trabajo

## 1.1. Introducción

La estimación de los desplazamientos horizontales y asientos del terreno debido a una excavación o una carga aplicada de una estructura a través de su fundación es uno de los problemas que el ingeniero geotecnista debe resolver en estos casos. La respuesta de la fundación es una interacción compleja entre la superestructura, la fundación y el terreno. Esta interacción culmina hasta que se llega al equilibrio entre las cargas impuestas y las reacciones del suelo (American Concrete Institute, 2002).

Para discretizar esta interacción suelo-estructura se ha empleado tradicionalmente el coeficiente de balasto ( $k$ ) también conocido como el Método de Winkler (1867). El método tiene como hipótesis que el asiento o desplazamiento producido en un punto del terreno es proporcional a la tensión transmitida ( $\sigma$ ) a través de una estructura de contención. Analíticamente,  $\sigma$  es proporcional al desplazamiento resultante por un valor “ $k$ ” o coeficiente de balasto.

Este método es de uso habitual en el diseño estructural debido a su antigüedad y simplicidad, por eso los profesionales dedicados a esta disciplina tienen mucha experiencia con esta formulación analítica. Muchas investigaciones posteriores se han dedicado a desarrollar una expresión analítica con más variables para estimar el valor del coeficiente de balasto en diferentes geometrías para un suelo elástico.

Estas hipótesis asumidas para simplificar el cálculo pueden dar lugar a resultados del coeficiente de balasto muy conservadores. A parte, algunas simplificaciones no ejemplifican lo que pasa en la realidad en los casos de interacción suelo-estructura. Sin embargo, hay que resaltar que las bases teóricas fueron asumidas en su época debido a la falta de herramientas de cálculo capaces de llevar a cabo el trabajo numérico para resolver cada caso en particular.

Gracias al auge de la informática y de los métodos numéricos es común realizar estudios que engloban en un mismo modelo la interacción suelo-estructura. Esta práctica es muy común para obras grandes como las presas (Tellado, 1999). Uno de los métodos numéricos más utilizados en la modelación del suelo es el método de los elementos finitos (MEF).

El MEF consiste en discretizar un dominio en elementos triangulares o rectangulares (American Concrete Institute, 2002). Estos elementos están compuestos por nodos y puntos de Gauss, que permiten simular asientos y tensiones aplicadas respectivamente. En la ingeniería geotécnica, uno de los programas más populares es Plaxis (Plaxis bv, 2016a).

Con Plaxis se puede modelar casos teniendo en cuenta las ecuaciones fundamentales, pero con una resolución numérica más compleja y menos simplificada, obteniendo tensiones sobre el terreno y desplazamientos. Cuando se comparan los resultados obtenidos con Plaxis y los análisis tradicionales con el coeficiente de balasto se observan discrepancias importantes según el caso. Teniendo en cuenta esto, este trabajo final de máster se plantea los siguientes objetivos.

## 1.2. Objetivos

Analizar los resultados del coeficiente de balasto, tanto vertical ( $k_v$ ) como horizontal ( $k_h$ ) y radial ( $k_r$ ) para vigas de cimentación, muros de pantalla y un túnel, calculados a través de expresiones analíticas y el método de elementos finitos.

Comparar los resultados de los coeficientes de balasto entre ambos métodos de cálculo: expresiones analíticas y método de elementos finitos con el fin de apreciar la diferencia entre ambos.

Realizar recomendaciones en base a lo observado en el presente trabajo para el cálculo del coeficiente de balasto vertical, horizontal y radial.

## 1.3. Contenido del Trabajo

En el capítulo introductorio (capítulo 1) se expone el planteamiento del problema y los objetivos que el presente trabajo final de máster (TFM) propone abarcar. Además, se describe el contenido del trabajo y los temas a los que se hace referencia a lo largo de los ocho (8) capítulos que componen el TFM.

En el capítulo 2 se hace referencia al análisis tradicional del coeficiente de balasto. Se discuten los antecedentes y bases teóricas que permitieron desarrollar el concepto del coeficiente de balasto. Se presentan algunas expresiones analíticas para el cálculo de  $k$ , cuyos resultados se compararán con los resultados del método de elementos finitos (MEF).

A lo largo del capítulo 3 se hace referencia al método de elementos finitos como herramienta de cálculo. Se habla también de Plaxis, el programa informático ampliamente

utilizado en geotecnia para resolver problemas a través del MEF. Abarca también la modelación de las tres estructuras de contención estudiadas a lo largo del TFM: cimentaciones superficiales, muros en pantalla y un túnel.

Los resultados y respectivos análisis de estos, para los tres tipos de estructuras geotécnicas, se discuten en los capítulos 4, 5 y 6: análisis de cimentaciones superficiales, análisis de estructuras de contención y por último un análisis para un túnel. También se presentan los resultados en forma de gráficos para el coeficiente de balasto, desplazamientos y tensiones aplicadas al suelo.

Para las cimentaciones superficiales se realiza un breve análisis sensibilidad en función de los siguientes parámetros: altura de la zapata ( $d$ ), módulo elástico del suelo ( $E$ ), profundidad del estrato del suelo ( $H$ ), factor escala (variando el ancho de la fundación), factor forma modelando zapatas circulares y estudiando el contacto suelo-estructura.

Para el caso de estructuras de contención, el análisis de sensibilidad se hace con respecto a la variación del espesor del muro ( $d$ ) y su largo ( $l$ ). En el túnel se modela una sola forma, circular, para que su deformada sea ovalada.

La comparación de resultados entre las expresiones analíticas y el MEF para el coeficiente de balasto se discute en el capítulo 7. Se expone las conclusiones del TFM en el capítulo 8 junto a unas recomendaciones para tener en cuenta, en base a los resultados de este trabajo, para estimar el valor del coeficiente de balasto.

## CAPÍTULO 2. Análisis Tradicional de la interacción suelo-estructura: coeficiente de balasto.

En el presente capítulo, se introduce el método de Winkler y la definición del coeficiente de balasto ( $k$ ). También se discute de la repercusión que tuvo el método en la geotecnia, en especial la discretización suelo-estructura. Algunos investigadores que contribuyeron al uso del método de Winkler fueron Terzaghi (cimentaciones superficiales y muros pantalla) y Muir Wood (túnel).

Se presentan expresiones analíticas de distintos autores para estimar el valor del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ). También, se discuten métodos muy utilizados en la práctica para estimar valores de  $k_n$ , como: los ábacos de Chadeisson (1961) y la expresión analítica de Monnet, 1994, además el método de Menard y Bourbon (1964) referenciado en el artículo de Mitew (2005) también es abordado.

### 2.1. Método de Winkler

El análisis tradicional del coeficiente de balasto nace del método de Winkler, desarrollado en el año 1867. Se basa en que el asiento ( $s$ ) producido en un punto es proporcional a una tensión ( $\sigma$ ) transmitida por una cimentación al suelo. Se puede escribir este concepto en la siguiente ecuación (2.1).

$$\sigma = k * s \quad (2.1)$$

La variable  $k$  hace referencia a la rigidez del punto en el cual se aplica la carga. A esta variable se le conoce como coeficiente de balasto. Gibson (1967 y 1974) demostró que el método de Winkler es un caso particular de un modelo de suelo elástico lineal. Además, agregó que se cumple para suelos isótropos y heterogéneos. También señala que el suelo se considera incompresible y que el valor del módulo de Young ( $E$ ) crece linealmente en proporción a la profundidad.

Se puede apreciar las incongruencias más obvias entre la hipótesis y el comportamiento real del suelo. Es cierto que el módulo de Young crece en proporción a la profundidad, pero no lo hace linealmente. Además, el modelo elástico no considera la resistencia del suelo y asume que esta es infinita lo cual es incorrecto.

Otro aspecto negativo que resaltar es la evolución de los asientos en la zona de carga. Según el método, el asiento es independiente de las tensiones en los alrededores.

Esto puede plantearse para el caso de arcillas muy blandas y capas de suelo muy deformables de espesor pequeño. Para el resto de los suelos esta respuesta es poco realista.

Este método es aplicable solo para estructuras que comprimen verticalmente el suelo, es decir solo se puede obtener el coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) en interacción suelo-estructura. La estimación del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) se discute más adelante en el transcurso de este capítulo, así como también el coeficiente de balasto radial ( $k_r$ ).

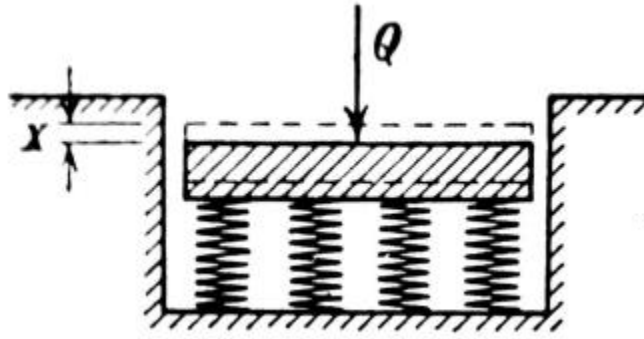
Sin embargo, el método tiene un aspecto positivo que hace que hoy en día siga siendo utilizado ampliamente. Históricamente el método ha sido utilizado en una amplia gama de estructuras lo que genera una sensación de seguridad. Si la estructura es un edificio convencional las tensiones transmitidas son tan pequeñas que los asientos del suelo se pueden estimar como lineales (Tellado, 1999). Actualmente en los programas informáticos estructurales, el coeficiente de balasto sigue siendo la variable más utilizada para discretizar la interacción suelo-estructura en un modelo estructural.

## 2.2. Método de Terzaghi

R.E. Gibson no fue el único en expresar las limitaciones del método de Winkler. Karl Terzaghi (1952) también realizó observaciones al método:

“Esta hipótesis es incompatible con las propiedades mecánicas de los sólidos y suelos en general. Con el objetivo de establecer una concordancia entre la hipótesis y la realidad es necesario reemplazar el soporte de suelo del cimiento por un lecho de resortes igualmente espaciados e igualmente compresibles, cada uno de los cuales es independiente de los otros, como se muestra en la figura 141a. Este es un recurso totalmente artificial, por cuyo motivo los resultados del cálculo, basados en el mismo, deben considerarse como groseras aproximaciones” (p. 388-389).

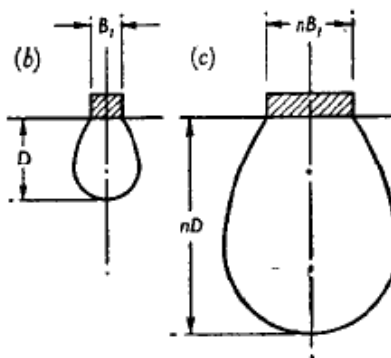
La figura 141a a la que hace referencia en el texto citado anteriormente es la figura 2.1 a continuación. Se muestra la discretización del suelo según el método de Winkler. La rigidez de los resortes, independientes entre sí, sería lo que se denomina coeficiente de balasto.



*Figura 2.1: Idealización del método de Winkler. El suelo se comprime solo debajo del cimiento debido a una carga aplicada ( $Q$ ) que causa el asiento ( $X$ ) (Terzaghi, 1952).*

Además de las críticas, Terzaghi propuso un método experimental para determinar el coeficiente de balasto. Logró desarrollar lo que hoy en día se conoce como el ensayo de placa de carga. El ensayo consiste en cargar una placa circular de 30 cm de diámetro, aunque existen varios diámetros esta es la más común, registrando el asiento en el suelo. Se grafica la recta tensión-asiento y la pendiente de la misma es el valor del coeficiente de balasto para la placa de 30 cm de diámetro ( $k_{30}$ ).

Con este ensayo se puede correlacionar la dimensión de la placa ( $B_1$ ) con la dimensión de la cimentación ( $nB_1$ ). También asume que la profundidad del bulbo de presiones creado por la cimentación ( $nD$ ) es proporcional al bulbo de la placa de carga ( $D$ ) como se muestra en la figura 2.2.



*Figura 2.2: Relación de los bulbos de tensiones entre un ensayo de placa de carga y una cimentación de mayor dimensión (Terzaghi, 1955).*

Terzagui realizó ensayos sobre arenas y arcillas homogéneas y logró compilar los valores estimados en sus ensayos. Estos resultados se muestran en la tabla 2.1. Propuso las ecuaciones 2.2 y 2.3 (donde “b” es el diámetro o el ancho de la cimentación), con suelos cohesivos y suelos granulares respectivamente, para correlacionar  $k_{30}$  con el coeficiente de balasto de la cimentación.

$$k = k_{30} * \frac{0,3}{b} \quad (2.2)$$

$$k = k_{30} * \left( \frac{b + 0,3}{2 * b} \right)^2 \quad (2.3)$$

<i>Suelo</i>	<i>K<sub>30</sub> (Kp/cm<sup>3</sup>)</i>
<b>Arena seca o húmeda</b>	
—Suelta	0,64-1,92 (1,3)*
—Media	1,92-9,60 (4,0)
—Compacta	9,60-32 (16,0)
<b>Arena sumergida</b>	
—Suelta	(0,8)
—Media	(2,50)
—Compacta	(10,0)
<b>Arcilla</b>	
q <sub>u</sub> = 1-2 Kp/cm <sup>2</sup>	1,6-3,2 (2,5)
q <sub>u</sub> = 2-4 Kp/cm <sup>2</sup>	3,2-6,4 (5,0)
q <sub>u</sub> > 4 Kp/cm <sup>2</sup>	> 6,4 (10)

\* Entre paréntesis los valores medios propuestos.

*Tabla 2.1: Valores de  $k_{30}$  propuestos por Terzaghi (Rodriguez, Ortiz et al, 1995).*

Aunque esta propuesta está más centrada en la mecánica de suelos también tiene sus críticas. Las zonas cargadas por cimentaciones con mayor ancho movilizan más suelo por lo tanto el asiento esperado no es proporcional al de una placa de carga. Otra observación es que el ensayo de la placa de carga no toma en consideración el efecto en los asientos de la carga en función del tiempo, muy importante para suelos arcillosos.

En su artículo de 1955 sugirió también, para un pilote el cual se le aplica una fuerza horizontal en sentido positivo, una estimación del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ). El valor de  $k_h$  está en función de la profundidad (z). También depende del ancho (B) medido en la dirección que forma un ángulo recto entre el desplazamiento y el pilote y una constante  $n_h$  en el caso de las arenas (2.4). El valor de la constante  $n_h$  depende de la densidad del suelo, algunos valores se pueden apreciar en la tabla 2.2.

$$k_h = n_h * \frac{z}{B} \quad (2.4)$$

Relative density of sand	Loose	Medium	Dense
Range of values of $A$	100–300	300–1,000	1,000–2,000
Adopted values of $A$	200	600	1,500
Dry or moist sand, values of $n_h$	7	21	56
Submerged sand, values of $n_h$	4	14	34

Tabla 2.2: Valores de  $n_h$  en función de la densidad relativa de la arena. Terzaghi (1955).

Para arcillas, según Terzaghi (1955), el cálculo depende de una constante  $k_{s1}$  en función del índice de liquidez en una arcilla. En la tabla 2.3 se muestran rangos de valores según la consistencia de la arcilla. La expresión 2.5 está en función del ancho  $B$  y  $k_{s1}$  para el cálculo del coeficiente de balasto horizontal en arcillas.

$$k_h = k_{s1} * \frac{1}{B} \quad (2.5)$$

Consistency of clay	Stiff	Very stiff	Hard
Values of $q_u$ , tons/sq. ft	1–2	2–4	$\geq 4$
Range for $k_{s1}$ , square plates	50–100	100–200	$\geq 200$
Proposed values, square plates	75	150	300*

Tabla 2.3: Valores de  $k_{s1}$  en función de la consistencia de la arcilla. Terzaghi (1955).

Los valores en ambas tablas (2.2 y 2.3) son para el valor  $B=1$  m, es decir es un método poco exacto para valores de  $B$  distintos. A lo largo de los años, se han desarrollado investigaciones para estimar el valor del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) teniendo en cuenta otros parámetros. Las expresiones están resumidas en el apartado 2.5.

### 2.3. El Túnel Circular en Terrenos Elásticos

El título de este apartado hace referencia al título de un artículo científico publicado en 1975 por A. M. Muir Wood en Géotechnique. El autor inicia el artículo admitiendo que ni el terreno que cubre el túnel ni la instalación de soporte se comportan elásticamente. Sin

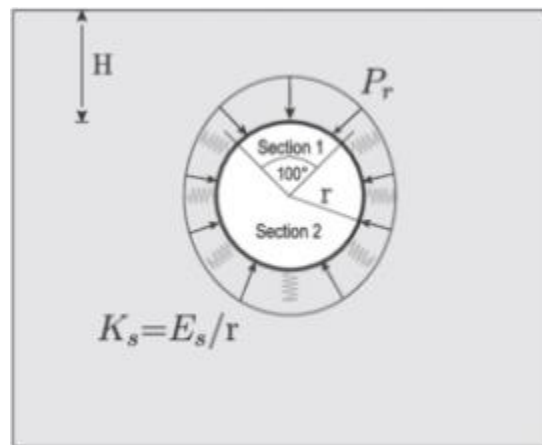


embargo, un modelo elástico lineal sirve como primera aproximación antes de un análisis más elaborado (Muir Wood, 1975).

La propuesta de Muir Wood se basa en el método Winkler. Asume un modelo de comportamiento elástico lineal en todo el dominio, pero no asume los desplazamientos radiales como iguales en magnitud. Además, luego de aplicar una carga al túnel este se deformará dibujando un contorno ovalado como aparece en la figura 2.3 (Zhang, 2014).

Teniendo en cuenta estas consideraciones se enuncia una ecuación bastante sencilla para estimar el coeficiente de balasto radial ( $k_r$ ), que en la figura 2.3 está expresado como  $K_s$ , en función del módulo elástico del suelo ( $E_s$ ) y el radio del túnel ( $r$ ) como se aprecia en la expresión 2.6.

$$k_r = E_s/r \quad (2.6)$$



*Figura 2.3: Discretización basada en el método de Winkler de un túnel de radio “r” sometido a una presión radial ( $P_r$ ) en un suelo con un módulo elástico establecido ( $E_s$ ) (Zhao C et al, 2017).*

#### 2.4. Expresiones Analíticas para el Coeficiente de Balasto Vertical

Son muchos los investigadores que se han dedicado a enunciar sus propias ecuaciones para el cálculo del coeficiente de balasto. En este trabajo, se toman en cuenta alguna de las ecuaciones resumidas en el libro Curso Aplicado de Cimentaciones (Rodríguez-Ortiz et al, 1995).

La ecuación de Vesic y Barden (2.7) relaciona parámetros del suelo y de la cimentación. Está en función del módulo elástico del suelo ( $E_s$ ), el ancho de la carga ( $b$ ), el coeficiente de Poisson del suelo ( $\nu_s$ ) y la rigidez a flexión ( $E_h \cdot I$ ), donde  $E_h$  es el módulo elástico del hormigón e  $I$  el momento de inercia.

$$k_v = \frac{0,65 * E_s}{b * (1 - \nu_s^2)} * \left( \frac{E_s * b^4}{E_h * I} \right)^{\frac{1}{12}} \quad (2.7)$$

Woinowsky-Krieger (2.8) proponen calcular el coeficiente de balasto ( $k$ ) en función de la altura de la cimentación ( $h$ ), el módulo elástico del suelo ( $E_s$ ) y del hormigón ( $E_h$ ).

$$k_v = \frac{2,15}{h} * \left( \frac{E_s^4}{E_h} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.8)$$

Kogler y Scheidig dan dos ecuaciones para el cálculo de  $k$ . La ecuación 2.9 (la más simplificada) solo depende de dos parámetros: el módulo elástico ( $E_s$ ) y la profundidad del estrato compresible de suelo ( $H$ ).

$$k_v = \frac{E_s}{H} \quad (2.9)$$

La 2.10 es un cálculo más complejo pero los parámetros son los mismos que en la 2.9 y agrega la variable  $b$ , ancho de la carga.

$$k_v = \frac{2 * E_s}{b * \log[1 + 2 * (H/b)]} \quad (2.10)$$

Vlasov y Leontiev (2.11) solo incluyen variables del suelo en su ecuación para el cálculo de  $k$ , los parámetros son: módulo elástico del suelo ( $E_s$ ), coeficiente de Poisson del suelo ( $\nu_s$ ) y la profundidad del estrato compresible de suelo ( $H$ ).

$$k_v = \frac{E_s}{H(1 + \nu_s) * (1 - 2 * \nu_s)} \quad (2.11)$$

Vogt (2.12) incluye el factor forma en su ecuación. El parámetro A es el área de una carga circular aplicada.

$$k_v = 1,392 * \frac{E_s}{\sqrt{A}} \quad (2.12)$$

## 2.5. Expresiones Analíticas para el Coeficiente de Balasto Horizontal

Como ya se dijo anteriormente, el método Winkler se definió inicialmente para movimientos verticales y no contemplaba el coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) por lo tanto, se debe recurrir a otros métodos para su estimación. Al igual que  $k_v$ ,  $k_h$  no es un parámetro del suelo. Depende de la rigidez del muro, geometría del muro en relación con la excavación y el suelo (Mitew, 2005).

Anteriormente se discutió la propuesta de Terzaghi para el cálculo de  $k_h$ , a continuación, se discutirán las siguientes propuestas para el cálculo del coeficiente de balasto horizontal: ábacos de Chadeisson (1961), expresión de Menard y Bourdon (1964) (tomado de Mitew, 2005) y el método de Monnet (1994).

### 2.5.1. Ábacos de Chadeisson

R. Chadeisson realizó muchas experimentaciones construyendo muros con un ancho variable entre 60 cm y 80 cm en distintos tipos de suelo, desplazándolos horizontalmente 0,015 m. Con los resultados de estos estudios, realizó un ábaco (figura 2.4) para obtener el coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) en función de la cohesión efectiva del suelo ( $c'$ ) y el ángulo de fricción interna ( $\phi'$ ) usando el modelo Mohr-Coulomb. Para el uso del ábaco hay que tener en cuenta que 1 Ct/m<sup>2</sup> es igual a 10 kPa.

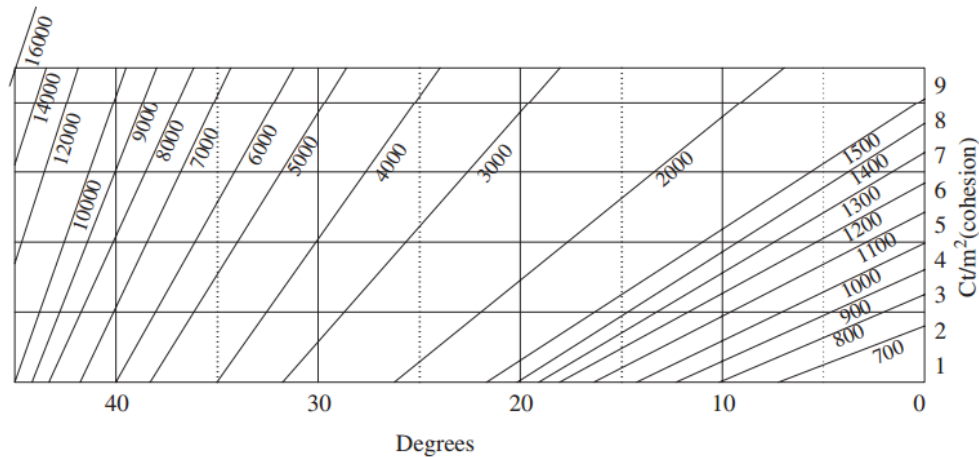


Figura 2.4: Ábaco de Chadeisson (1961). Coeficiente de balasto horizontal en función del ángulo de fricción interna (eje “X”) y la cohesión (eje “Y”) (Mitew, 2005).

Este ábaco está realizado en base a las experiencias de Chadeisson con muros de pantalla de cierta dimensión, lo que indica que si las dimensiones de un muro son distintas ya el ábaco no tiene validez. Otro punto importante son las rigideces de los muros que estudió Chadeisson, hoy en día se utilizan armados de acero diferentes, los cuales aportan una rigidez a los muros distinta a los muros que estudió Chadeisson.

Esto no frenó el uso del ábaco, ya que es muy práctico y fácil de utilizar. Este ábaco fue la base de estudio de Monnet para formular su expresión para estimar el coeficiente de balasto horizontal.

### 2.5.2. Método de Monnet

Monnet (1994) simplificó la expresión para determinar el coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) según la expresión 2.13.

$$k_h = \left[ 20 * E_h * I * \left( \frac{k_p * \gamma * (1 - k_o/k_p)}{dr_o} \right)^4 \right]^{1/5} + Ap * c' * \frac{\tan(c'/c_o)}{dr_o} \quad (2.13)$$

Los parámetros para calcular  $k_h$ , según Monnet, son los siguientes:

- Gravedad específica del suelo ( $\gamma$ )
- Coeficiente de empuje pasivo ( $k_p$ )
- Coeficiente de empuje lateral ( $k_o$ )
- Desplazamiento característico de 0,015 m ( $dr_o$ )

- Cohesión del suelo ( $c'$ )
- Coeficiente permisible de la cohesión del suelo ( $A_p$ )
- Cohesión de valor constante 30 kPa ( $c_o$ )
- Rigidez a flexión ( $E_h \cdot I$ ), donde  $E_h$  es el módulo elástico del hormigón e  $I$  la inercia de sección.

### 2.5.3. Método de Menard y Bourdon

La expresión fue desarrollada por Menard y Bourdon (1964) utilizando los ensayos del presiómetro desarrollado por Menard. El presiómetro de Menard consiste en introducir una celda en una perforación que se llena de agua y se expande aplicando incrementos de presión. Es un ensayo de tensión-deformación, y en base a los resultados obtenidos desarrollaron la expresión 2.14.

$$k_h = \left[ \frac{1}{E_M} \left( \frac{\alpha a}{2} + 0,133 * (9a) \right)^\alpha \right]^{-1} \quad (2.14)$$

Se aprecia que  $k_h$  está en función del módulo presiométrico del suelo ( $E_M$ ) y un coeficiente  $\alpha$  que, según el tipo de suelo, puede adoptar los siguientes valores: 1/3 para suelos no cohesivos, 1/2 en limos y con suelos cohesivos adopta el valor de 2/3. El parámetro  $a$ , es la altura en metros en la cual el suelo actúa con empuje pasivo, se suele estimar que es 2/3 del valor entre la profundidad de excavación y la profundidad del muro.

## 2.6. Cálculo Tipo de Expresiones Analíticas

### 2.6.1. Expresiones de Terzaghi para el Ensayo de Placa de Carga

Para poder calcular el coeficiente de balasto por las expresiones de Terzaghi hay que estimar primero  $k_{30}$ . Este parámetro se estima mediante un ensayo de placa de carga, en este trabajo no se toma en consideración mediciones reales en campo por lo tanto se debe de estimar un valor para arcillas y arenas.

En el siguiente ejemplo los valores de  $k_{30}$  estimados son (arcillas) y (arenas) y se calcula con un “b” de 2m

$$k = k_{30} * \frac{0,3}{b} = 32000 \frac{kN}{m^3} * \frac{0,3}{2m} = 4800 \text{ kPa/m(arcillas)} \quad (2.2)$$

$$k = k_{30} * \left( \frac{b + 0,3}{2 * b} \right)^2 = 32000 \frac{kN}{m^3} * \left( \frac{2m + 0,3}{2 * 2m} \right)^2 = 10580 \text{ kPa/m(arenas)} \quad (2.3)$$

### 2.6.2. Coeficiente de Balasto Vertical

Con las ecuaciones expuestas en el apartado 2.4, se realizarán cálculos tipo para una viga de cimentación de 2 metros de ancho sometida a una carga vertical de -100 kN/m<sup>2</sup>. La cimentación está sobre un suelo de 5 metros de profundidad, un módulo elástico de 100 MPa y un coeficiente de Poisson de 0,3. La cimentación se modela con tres alturas diferentes las cuales están resumidas en la tabla 4.1.

Para resolver la ecuación de Vesic y Barden (2.7) se necesita la rigidez a flexión ( $E_h * I$ ) la cual varía con “h” de la siguiente manera: 540000 kPa (h=0,6m), 54000 kPa (h=0,06m) y 5400 kPa (h=0,006m).

$$k_v = \frac{0,65 * E_s}{b * (1 - \nu_s^2)} \left( \frac{E_s * b^4}{E_h * I} \right)^{\frac{1}{12}} = \frac{0,65 * 100 \text{ MPa}}{2m * (1 - 0,3^2)} * \left( \frac{100 \text{ MPa} * 2m^4}{540000 \text{ kPa}} \right)^{\frac{1}{12}} = 39098 \text{ kPa/m}$$

$$k_v = \frac{0,65 * E_s}{b * (1 - \nu_s^2)} \left( \frac{E_s * b^4}{E_h * I} \right)^{\frac{1}{12}} = \frac{0,65 * 100 \text{ MPa}}{2m * (1 - 0,3^2)} * \left( \frac{100 \text{ MPa} * 2m^4}{54000 \text{ kPa}} \right)^{\frac{1}{12}} = 47368 \text{ kPa/m}$$

$$k_v = \frac{0,65 * E_s}{b * (1 - \nu_s^2)} \left( \frac{E_s * b^4}{E_h * I} \right)^{\frac{1}{12}} = \frac{0,65 * 100 \text{ MPa}}{2m * (1 - 0,3^2)} * \left( \frac{100 \text{ MPa} * 2m^4}{5400 \text{ kPa}} \right)^{\frac{1}{12}} = 57388 \text{ kPa/m}$$

La expresión del Woinowski y Krieger (2.8) también tiene tres resultados para este caso de estudio ya que el valor del coeficiente de balasto está en función de la rigidez a flexión la cual cambia con la altura de la cimentación.

$$k_v = \frac{2,15}{h} * \left( \frac{E_s^4}{E_h} \right)^{\frac{1}{3}} = \frac{2,15}{0,6m} * \left( \frac{100 \text{ MPa}^4}{30 \text{ GPa}} \right)^{\frac{1}{3}} = 53528 \text{ kPa/m}$$

$$k_v = \frac{2,15}{h} * \left( \frac{E_s^4}{E_h} \right)^{\frac{1}{3}} = \frac{2,15}{0,06m} * \left( \frac{100 \text{ MPa}^4}{3000 \text{ GPa}} \right)^{\frac{1}{3}} = 115322 \text{ kPa/m}$$

$$k_v = \frac{2,15}{h} * \left( \frac{E_s^4}{E_h} \right)^{\frac{1}{3}} = \frac{2,15}{0,006m} * \left( \frac{100 \text{ MPa}^4}{300000 \text{ GPa}} \right)^{\frac{1}{3}} = 248454 \text{ kPa/m}$$

Las expresiones restantes de Kogler y Scheidig (2.9 y 2.10) contienen menos variables. Abarca un solo valor de “k” para todos los casos debido a que es en función de parámetros del suelo.

$$k_v = \frac{E_s}{H} = \frac{100 \text{ MPa}}{5 \text{ m}} = 20000 \text{ kPa/m}$$

$$k_v = \frac{2 * E_s}{b * \log[1 + 2 * (H/b)]} = \frac{2 * 100 \text{ MPa}}{2 \text{ m} * \log[1 + 2 * (5 \text{ m}/2 \text{ m})]} = 128510 \text{ kPa/m}$$

Los mismo ocurre en la ecuación de Vlasov y Leontiev (2.11).

$$k_v = \frac{E_s}{H(1 + \nu_s) * (1 - 2 * \nu_s)} = \frac{100 \text{ MPa}}{5 \text{ m} * (1 + 0,3) * (1 - 2 * 0,3)} = 38462 \text{ kPa/m}$$

En la última expresión de Vogt (2.12) se toma en cuenta el área de una carga circular aplicada de 2 m de diámetro (A).

$$k_v = 1,392 * \frac{E_s}{\sqrt{A}} = 1,392 * \frac{100 \text{ MPa}}{\sqrt{\pi * 1 \text{ m} * 1 \text{ m}}} = 56419 \text{ kPa/m}$$

### 2.6.3. Coeficiente de Balasto Horizontal

Los resultados del ábaco de Chadeisson (figura 2.5) se obtienen gráficamente. Para el suelo cohesivo ( $c'=50 \text{ kPa}$  y  $\phi'=20^\circ$ ) el coeficiente de balasto horizontal es de  $24600 \text{ kN/m}^3$  (azul) y en el suelo no cohesivo ( $c'=0 \text{ kPa}$  y  $\phi'=30^\circ$ )  $k_h$  es igual a  $27000 \text{ kN/m}^3$  (naranja).

El siguiente cálculo se realiza para un  $d=0,5 \text{ m}$ ,  $c'=50 \text{ kPa}$  y  $\phi'=20^\circ$  y en base a la expresión 2.13. Antes de realizar el cálculo de  $k_h$  por Monnet, se debe calcular el coeficiente de empuje lateral y el coeficiente de empuje pasivo mediante las expresiones de Rankine. Las expresiones para el cálculo de  $k_o$  (2.15) y  $k_p$  (2.16) son las siguientes (Das, 2001).

$$k_o = 1 - \text{sen}(\phi') \quad (2.15)$$

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} \quad (2.16)$$

Los valores para el caso expuesto en este apartado son los siguientes.

$$k_o = 1 - \text{sen}(\varphi') = 1 - \text{sen}(20^\circ) = 0,66$$

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}(\varphi')}{1 - \text{sen}(\varphi')} = \frac{1 + \text{sen}(20^\circ)}{1 - \text{sen}(20^\circ)} = 2,04$$

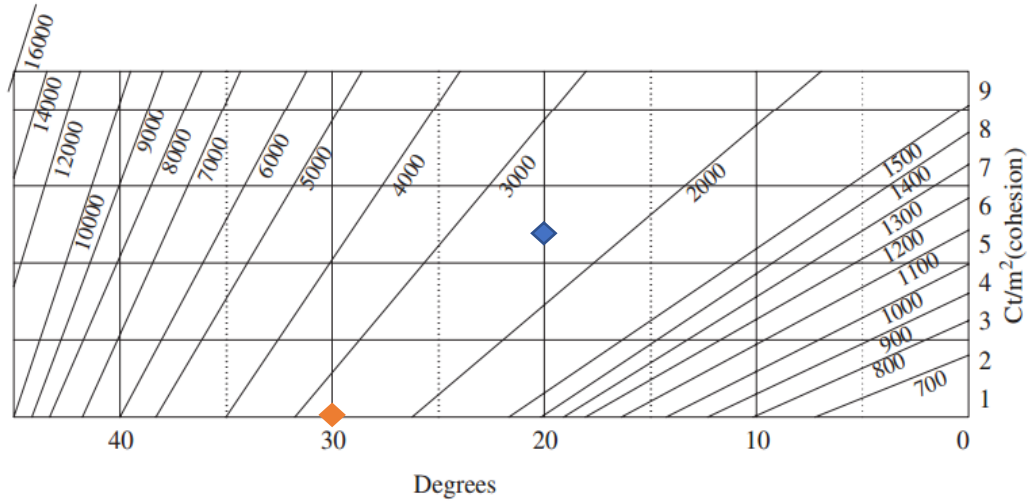


Figura 2.5: Valores del  $k_h$  obtenidos gráficamente por el ábaco de Chadeisson.

La ecuación de Monnet dan tres resultados para el coeficiente de balasto horizontal, debido a que está en función de la rigidez a flexión del muro, para cada ancho de muro (d). En este caso el cálculo es el siguiente:

$$k_h = \left[ 20 * E_h * I * \left( \frac{k_p * \gamma * (1 - k_o/k_p)}{dr_o} \right)^4 \right]^{1/5} + Ap * c' * \frac{\tan(c'/c_o)}{dr_o}$$

$$k_h = \left[ 20 * 1,26E^6 \text{ kPa} * m^4 * \left( \frac{2,04 * 20 \text{ kN/m}^3 * (1 - 0,66/2,04)}{0,015m} \right)^4 \right]^{1/5} + 1 * 50 \text{ kPa} \\ * \frac{\tan(50 \text{ kPa}/30 \text{ kPa})}{0,015m} = 12452 \text{ kPa/m}$$

Por la expresión de Menard y Bourdon (2.14) se obtiene tres resultados distintos para los casos de estudio de este trabajo. Debido a que la expresión está en función del módulo elástico presiométrico, el cual para efectos de este trabajo se considerará igual que el módulo elástico del suelo cuyos valores son 10 MPa, 100 MPa y 1000 MPa. El siguiente cálculo se hace con  $E_M = 10 \text{ MPa}$ .



$$k_h = \left[ \frac{1}{E_M} \left( \frac{\alpha a}{2} + 0,133 * (9a) \right)^\alpha \right]^{-1}$$

$$= \left[ \frac{1}{10 \text{ MPa}} * \left( \frac{(2/3) * (2/3) * 2}{2} + 0,133 * (9 * (2/3) * 2)^{2/3} \right) \right]^{-1} = 8760 \text{ kPa/m}$$

#### 2.6.4. Coeficiente de Balasto Radial

Para el cálculo de  $k_r$  a través de la expresión 2.6 se requieren dos datos: el módulo elástico del terreno ( $E_t$ ) y el radio ( $r$ ) del túnel. En este trabajo se modelará un túnel de 5 metros de radio en un estrato rocoso con un módulo elástico de 1000 MPa (capítulo 6).

$$k_r = E_t / r = 1000 \text{ MPa} / 5 \text{ m} = 200000 \text{ kPa/m}$$

#### 2.7. Condición de Rigidez en Interacción Suelo-Estructura

Es importante saber el comportamiento del suelo ante la carga estructural que se le aplicará ya que interesa saber si la cimentación se comporta de manera rígida o flexible. Este comportamiento tendrá efecto en el determinado proyecto a desarrollar.

Según Rodriguez-Ortiz et al (1995), si la cimentación tiene un comportamiento flexible, será más delgada y barata ya que resiste menos momentos flectores, pero puede generar asentamientos diferenciales. Por el contrario, el comportamiento rígido de una cimentación genera asentamientos casi uniformes, pero resistiendo más momentos flectores (más peso y más cara).

Una manera de verificar el comportamiento entre el cimiento y el suelo es a través de la expresión 2.17. Se calcula el número  $N$  en función del módulo elástico del suelo ( $E_s$ ) y del hormigón ( $E_h$ ), el canto del cimiento ( $h$ ) y su longitud ( $l$ ). Calculando  $N$  se puede ir a la tabla 2.4 y determinar el comportamiento esperado del cimiento en un determinado suelo.

$$N = \frac{E_s}{E_h} * \left( \frac{l}{h} \right)^3 \quad (2.17)$$

	$l$	$N$
Cimentación rígida	$\leq L$	1
Cimentación semirígida	$L - 2,5 L$	3-5
Cimentación semiflexible	$2,5 L - 5,0 L$	5-30
Cimentación flexible	$> 5,5 L$	$> 30$

Tabla 2.4: Comportamiento de una cimentación en función de  $N$  y  $L$ . (Rodriguez, Ortiz et al, 1995).

En la tabla 2.4 se observa también el parámetro longitud elástica (L). El cálculo de L (ecuación 2.16) está en función del coeficiente de balasto (k), rigidez a flexión ( $Eh^3$ ) y ancho (b).

$$L = \sqrt[4]{4 * EI/Bk} \quad (2.18)$$

Otra manera de determinar el comportamiento de un cimiento es gráficamente. En la figura 2.6, se relaciona la rigidez del cimiento (eje de las ordenadas) con la compresibilidad del terreno (eje de las abscisas) y propone 4 zonas de comportamiento suelo-estructura: totalmente rígida, rígida, flexible y totalmente flexible.



Figura 2.6: Rigidez conjunta del sistema terreno-cimentación según König (1975), tomado de Rodríguez-Ortiz et al (1995).

En el presente trabajo, no se puede evaluar este comportamiento. Ya que los modelos son en 2D para un largo que tiende a infinito. Sin embargo, es un aspecto de diseño en la interacción suelo-estructura que hay que tener muy presente ya que el comportamiento de esta interacción va a tener una influencia directa en el diseño de cimentaciones.

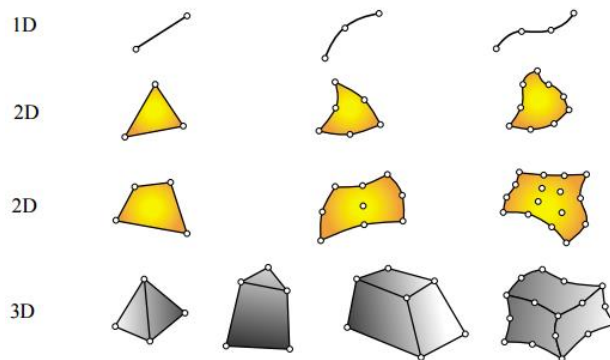
## CAPÍTULO 3. Método de Elementos Finitos: Programa Plaxis

En el presente capítulo se habla del método de elementos finitos en ingeniería y el impacto que ha tenido en los cálculos de modelos ingenieriles. Luego se habla de la aplicación que tiene este método de cálculo en la ingeniería geotécnica. También se introduce uno de los programas de elementos finitos más utilizados en geotecnia: Plaxis.

### 3.1. Método de Elementos Finitos

M.J. Turner, empleado de la compañía Boeing, desarrolló el método de elementos finitos (MEF). La popularidad del método se dio debido a cuatro investigadores que transfirieron los conceptos del MEF para la solución numérica en una amplia gama de aplicaciones ingenieriles, estos investigadores fueron: J. H. Argyris, R. W. Clough, H. C. Martin, and O. C. Zienkiewicz (Felippa, 2014).

En el presente trabajo se explica el MEF de manera muy breve, pero se puede obtener más información en el libro de O.C. Zienkiewicz y R.L. Taylor (1994). El MEF consiste en subdividir un dominio en componentes de geometría simple, que no se solapan durante el análisis, conocidos también como elementos finitos o simplemente elementos. El elemento se discretiza en un número de nodos que determinan los grados de libertad de cada elemento. En la figura 3.1 se pueden ver diferentes geometrías discretizadas con nodos (círculos blancos) en función de la dimensión de cada geometría.



*Figura 3.1: Geometrías típicas en elementos finitos en distintas dimensiones (Felippa, 2014).*

El modelo matemático que describe el problema es de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales que describen el problema físico, así logrando discretizar cada elemento transformando un problema continuo en uno discreto. De esta forma, resulta un

sistema de ecuaciones, lineales o no lineales, cuyas incógnitas son los desplazamientos en los nodos de los elementos.

El desarrollo del método fue muy ventajoso debido a que permite discretizar geometrías muy complejas y detalladas en elementos que aproximan la realidad y facilitan el cálculo ingenieril para un determinado problema. Los problemas que se resuelven con el método de elementos finitos son muy variados, pueden ser: mecánica de sólidos, fluidos, problemas dinámicos, electrostático e incluso transferencia de calor (Weck & Yong, 2004).

Aunque también hay que resaltar algunas desventajas como la respuesta matemática del modelo, que según de Weck y Yong (2004) resulta en una aproximación que será más cercana a la respuesta real a medida que los elementos estén discretizados con más nodos. Además, un error del usuario podría llevar a resultados muy lejanos a la realidad causando un diseño erróneo.

En general, para resolver un problema se puede seguir los siguientes pasos. El primero, definir el tipo de análisis que se quiere hacer y en base a esto seleccionar los elementos que discretizarán el problema. Luego a los elementos se les asignan propiedades de los materiales que se modelan, también se puede agregar cargas externas y condiciones de contorno.

Antes de empezar el cálculo se genera una malla, esta abarca el dominio del problema y lo discretiza en elementos, estos elementos están conectados entre sí y están conformados por nodos. Si la malla es muy fina habrá una mayor discretización, por lo tanto, una mejor aproximación en los resultados, sin embargo, un exceso de elementos puede hacer que el proceso de cálculo sea lento. Por último, se ejecuta el cálculo para resolver la modelación.

### 3.2. MEF en Geotecnia

El MEF se utiliza ampliamente en muchas subdisciplinas de la ingeniería civil. En la geotecnia se necesitaban herramientas de cálculo complejas para estimar asientos de grandes estructuras que transmiten una carga importante al suelo (presas de tierra, por ejemplo). Además, el método de los elementos finitos ha permitido resolver problemas acoplados simples (consolidación) y muy complejos (comportamiento hidro-termo-mecánico).

A través del método, no solo se puede estimar el comportamiento de diversas estructuras en un suelo (interacción suelo-estructura), también puede modelar el efecto de las condiciones ambientales y meteorológicas sobre un determinado suelo (interacción suelo-atmósfera).

En el año 1970 se empezaron a comercializar muchos programas de elementos finitos, como Abaqus, pero estos eran muy generales (Weck & Yong, 2004). La compañía holandesa Plaxis ha venido desarrollando un programa de elementos finitos ambientando su interfaz de usuario a problemas geotécnicos el cual es muy popular en el sector y año tras año se sigue actualizando. Este programa informático se utiliza para la modelación suelo-estructura que se pretende estudiar.

### 3.3. Programa Plaxis

Plaxis es un programa informático que, mediante el método de elementos finitos, ayuda a modelar y analizar deformaciones, estabilidad y flujos en muchos tipos de aplicaciones relacionadas a la geotecnia (Plaxis bv, 2016a). El programa facilita un modelo geotécnico a medida del usuario, puede ser simple o complejo y con muchas variables de diseño, como las siguientes (Tellado, 1999):

- Naturaleza del terreno en superficie y sobrecarga aplicada.
- Profundidad del plano de cimentación.
- Relación de profundidad plano cimentación/ancho de zapata.
- Posición relativa del nivel freático.
- Presencia de capas compresibles a profundidad que puedan ser afectadas.
- Forma y dimensiones de la cimentación.
- Nivel de cargas aplicado.

Sin embargo, para el presente trabajo final de máster se busca un modelo sencillo muy similar a los planteados por Winkler. Aunque Plaxis permite asignar a un suelo modelos de comportamientos avanzados como Hardening-Soil y Cam-Clay a efectos de este trabajo se modela un suelo elástico-lineal para la mayoría de los casos y un modelo Mohr-Coulomb en otros casos.

### 3.3.1. Modelo Elástico Lineal

La ley de Hooke rige el modelo de elasticidad lineal e isótropa. Este modelo es el más simple de resolver numéricamente como se puede apreciar en la ecuación 3.1. Donde la tensión ( $\sigma$ ) es en función de las deformaciones ( $\varepsilon$ ) que son gobernadas por el módulo elástico del suelo ( $E$ ).

$$\sigma = E * \varepsilon \quad 3.1$$

Por muchos años, se simplificaban problemas de cálculo asumiendo un comportamiento elástico para poder llegar a una solución. Esta simplicidad del modelo suele derivar en una idealización del comportamiento del suelo bastante cruda e irreal (Plaxis bv., 2016b).

Cabe destacar que el modelo se considera válido para modelar estructuras masivas y rocas sanas, pero tiene limitaciones muy evidentes. La primera es que el comportamiento del suelo real es altamente no lineal e irreversible, en cargas y descargas los módulos elásticos varían. Los estados tensionales no son limitados lo que resulta en un comportamiento de resistencia infinita, debido a esto se debe de tener precaución a la hora de modelar materiales muy cargados.

### 3.3.2. Modelo Mohr-Coulomb

Compuesto por la elasticidad lineal y la plasticidad perfecta. El modelo es considerado como una buena primera aproximación a la modelación de un problema geotécnico ya que incluye un criterio de falla mediante una línea de rotura (Coulomb). Cuando la trayectoria de tensiones aplicadas en un suelo “toca” esta recta se dice que entra en rotura o simplemente falla.

El comportamiento por debajo de la línea de rotura es elástico lineal en el modelo Mohr-Coulomb. La plasticidad perfecta está definida por una superficie de fluencia que no varía su posición y está en función de la cohesión efectiva del suelo ( $c'$ ) y el ángulo de fricción interna ( $\phi'$ ). Esta condición del modelo es muy útil para saber cuándo un suelo entra en rotura pero no dice mucho del comportamiento del suelo después de alcanzar la línea de rotura.

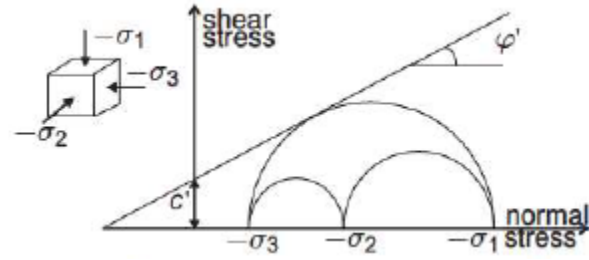


Figura 3.2: Modelo Mohr-Coulomb según la convención de Plaxis (Plaxis bv., 2016b).

### 3.3.3. Cálculo de Parámetros de Interés

Un conjunto de ecuaciones matemáticas define la relación entre tensiones ( $\sigma$ ) y deformaciones ( $\epsilon$ ), que se suele expresar en incrementos infinitesimales en el cálculo por medio del MEF para poder trabajar con modelos no lineales.

El tensor de tensiones en coordenadas cartesianas se define de la siguiente manera:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

Si se aplica simetría, teniendo en cuenta que  $\sigma_{xy} = \sigma_{yx}$ ,  $\sigma_{yz} = \sigma_{zy}$  y  $\sigma_{xz} = \sigma_{zx}$  se puede escribir en notación vectorial:

$$\underline{\underline{\sigma}} = (\sigma_{xx} \ \sigma_{yy} \ \sigma_{zz} \ \sigma_{xy} \ \sigma_{yz} \ \sigma_{zx})^T$$

Las componentes de este tensor serán las tensiones resultantes una vez se llegue al equilibrio de una fase de construcción, esto permite obtener las tensiones aplicadas bajo una cimentación o en el perímetro de un muro que luego son relacionadas con el coeficiente de balasto.

Los otros parámetros de interés son el asiento ( $U_y$ ) y el desplazamiento horizontal ( $U_x$ ). Dichos parámetros se obtienen a través de las deformaciones. El tensor de deformaciones se representa de la siguiente manera:

$$\underline{\underline{\epsilon}} = \begin{bmatrix} \epsilon_{xx} & \epsilon_{xy} & \epsilon_{xz} \\ \epsilon_{yx} & \epsilon_{yy} & \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} & \epsilon_{zy} & \epsilon_{zz} \end{bmatrix}$$

Interesan las deformaciones normales, es decir en “xx” y “yy”, ya que de estas deformaciones se calculan los desplazamientos horizontales (Ux) y los asentos (Uy) respectivamente.

#### 3.3.4. Parámetros de Diseño

En el modelo elástico lineal se utiliza el módulo de Young, o módulo elástico del suelo (E), y el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). El módulo elástico del suelo actúa como una rigidez base con dimensiones de tensión. Este parámetro, en este modelo, es constante en carga, descarga y recarga, y esto no refleja el comportamiento real del suelo. Se debe de tener mucha precaución a la hora de modelar con un comportamiento lineal-elástico.

El coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) es el otro parámetro del modelo. Su selección es bastante sencilla para modelos elásticos. En condiciones de compresión en una dimensión y para cargas gravitatorias se cumple la expresión 3.2. Teniendo el coeficiente de empuje lateral ( $k_o$ ) definido por la relación entre la tensión horizontal efectiva ( $\sigma_h'$ ) y la tensión vertical efectiva ( $\sigma_v'$ ).

$$k_o = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \quad (3.2)$$

Otra manera de expresar este parámetro es a través de la expresión 3.3, en la cual el coeficiente de empuje lateral está en función únicamente del coeficiente de Poisson. Por lo tanto, el coeficiente de Poisson se estima con el interés de tener una relación entre tensiones horizontales y verticales acorde al problema que se quiere modelar. Obviando el efecto del agua y trabajando en tensiones totales.

$$k_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{(1 - \nu)} \quad (3.3)$$

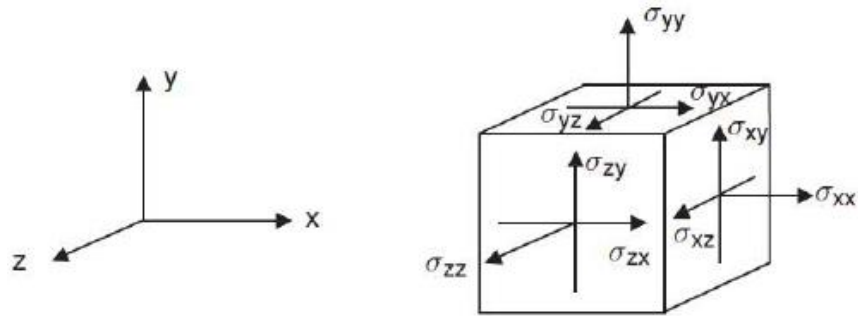
Para los ejemplos con el modelo Mohr-Coulomb se utiliza una cohesión efectiva para el suelo ( $c'$ ) en combinación con el ángulo de fricción interna ( $\phi'$ ) que caracteriza la fricción efectiva del suelo. El ángulo de dilatancia no se utiliza en este trabajo debido a que no se consideran en las expresiones analíticas que se usan para comparar con el MEF.

En este trabajo final de máster los valores que se utilizaran para el módulo elástico son de 10 MPa, 100 MPa y 1000MPa, mientras que el coeficiente de Poisson será constante en todos los modelos con un valor de 0,3.



### 3.3.5. Criterio de Signos

La convención de signos en Plaxis se puede apreciar en la figura 3.3, donde se puede apreciar el sistema de coordenadas y la dirección de las tensiones positivas. Para el caso bidimensional el eje “z” está en una dirección perpendicular al plano x-y en sentido positivo “saliendo” del modelo y apuntando al usuario.



*Figura 3.3: Convención de signos del programa Plaxis (Plaxis bv, 2016a).*

Todo esto quiere decir que, a pesar de ser un programa de interés geotécnico, la convención de signos que utiliza Plaxis hace que las compresiones en un suelo sean negativas mientras que las tracciones positivas. Es lo contrario de la convención clásica de mecánica de suelos.

## CAPÍTULO 4. Análisis de Cimentaciones Superficiales

Las cimentaciones superficiales, zapatas o losas de cimentación, son elementos que transmiten la carga de una estructura al terreno a través de superficies de apoyo. En estas cimentaciones pueden producirse flexiones para determinadas condiciones de rigidez (Rodriguez, Ortiz et al, 1995).

Estas cimentaciones son superficiales porque abarca un área importante en planta y no por su cota de apoyo. Se modelan dos tipos de estas cimentaciones en el programa Plaxis: vigas de cimentación (zapatas corridas) y zapatas circulares.

En el presente capítulo se muestra el proceso de modelación en Plaxis. También se discuten los resultados obtenidos en ambas cimentaciones. Se analiza la sensibilidad que tienen distintos parámetros en el valor del coeficiente de balasto. Estos parámetros son: altura de la zapata ( $d$ ), módulo elástico del suelo ( $E$ ), profundidad del estrato del suelo ( $H$ ), factor escala (variando el ancho de la fundación), factor de forma (zapata circular) y el contacto suelo-estructura o rugosidad. Además, se modela el ensayo de placa de carga de Terzaghi para estudiar su validez.

### 4.1. Modelación en Plaxis

Plaxis es un programa de elementos finitos usado para modelar, en ingeniería geotécnica, análisis de deformación y estabilidad. Para obtener el coeficiente de balasto, se debe de obtener primero los asientos y las tensiones causadas por una estructura en el suelo.

Con Plaxis se puede modelar esta interacción entre suelo y estructura para obtener los parámetros, después con Microsoft Excel se filtran los datos para calcular el coeficiente de balasto. También, se puede obtener curvas de asientos y tensiones para observar la variabilidad de la respuesta según los parámetros del modelo que facilitan el análisis de sensibilidad.

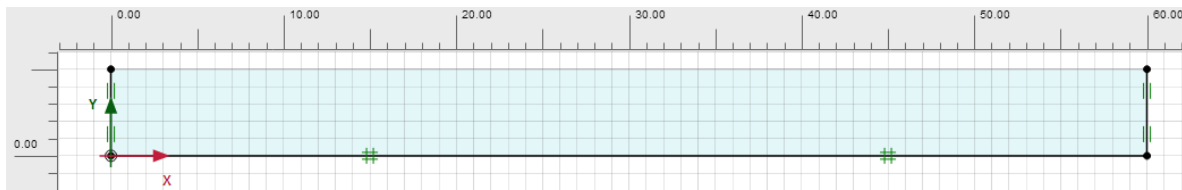
Para modelar en Plaxis lo primero que se define es la geometría del suelo al cual se le aplicará la carga de la cimentación. Se considera geometría en 2D, en deformación plana o en simetría de revolución. Para este trabajo se utilizan dos espesores de estrato con 5 y 20 metros y la longitud del estrato varía en 60 y 120 metros respectivamente. Se utilizan estas dimensiones para apreciar la sensibilidad de los resultados con respecto a su

profundidad y para que el dominio sea suficientemente largo con respecto a su profundidad. Esto permite que la cubeta de asientos no llegue de forma significativa a los contornos.

Debido a que las ecuaciones analíticas del coeficiente de balasto se desarrollaron teniendo en cuenta un comportamiento lineal entre tensión y desplazamiento, el suelo modelado en Plaxis se programa para comportarse por el modelo elástico-lineal para comparar los resultados por ambos métodos.

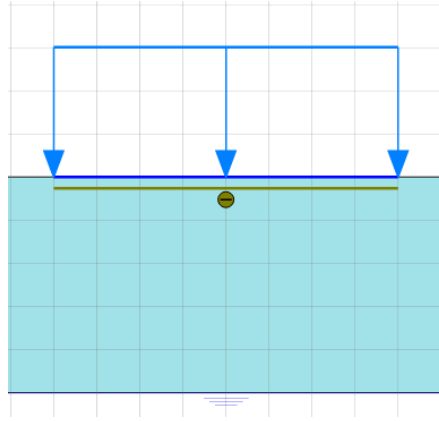
El modelo de elasticidad lineal e isotrópica es muy simple, ya que depende de dos factores: el módulo de Young o elástico ( $E$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). El módulo elástico varía entre 10, 100 y 1000 MPa para estudiar los asientos conforme se hace menos compresible el suelo. El coeficiente de Poisson se mantiene constante en 0,3.

Antes de modelar la estructura de fundación se debe fijar los movimientos del contorno. La capa inferior es rígida (no permite movimientos en ninguna dirección) mientras que en los laterales el suelo se podrá mover libremente en la dirección vertical, mientras que el movimiento horizontal está fijo (figura 4.1).



*Figura 4.1: Dominio de 60 m de largo y 5 m de profundidad.*

En el lugar de fundación se agrega una interface (figura 4.2), este elemento permite modelar en Plaxis la interacción suelo-estructura. En particular, este elemento permite modelar la delgada zona entre el suelo y la estructura en donde se producen tensiones cortantes que dependen de la rugosidad del contacto (Plaxis bv, 2016a).



*Figura 4.2: Carga distribuida de  $-100 \text{ kN/m}^2$ , placa (línea azul horizontal debajo de la carga) e interface (línea verde horizontal).*

La rugosidad ( $R_{int}$ ) en Plaxis se puede variar manualmente en el programa. Este valor también se cambia en un caso, que se desarrolla en el apartado 4.2.6 para ver su influencia en los resultados. Los valores que se utilizan para  $R_{int}$  son 1,000; 0,667; 0,333 y 0,010.

Esta propiedad, que se le asigna a la interfaz entre el suelo y la estructura, tiene como función aproximar el efecto de la rugosidad entre los materiales del cimiento y el suelo.  $R_{int}$  define la resistencia al corte de la interfase ( $\tau_{int}$ ) como se puede apreciar en la ecuación 4.1. Este parámetro está en función de la cohesión del suelo ( $c'$ ), la tensión aplicada al suelo ( $\sigma'$ ) y el ángulo de fricción interna ( $\varphi'$ ).

$$\tau_{int} = R_{int} * (c' + \sigma' * \tan \varphi') \quad (4.1)$$

La viga de cimentación y la zapata circular se modelan en Plaxis mediante una placa. Una placa es un elemento estructural que se asemeja a una viga, sirve para modelar estructuras esbeltas con una rigidez asignada. Las dimensiones que varían son el ancho o diámetro (depende del tipo de cimentación) y la altura. El ancho es de 2 y 8 m mientras que se modelan con 0,30, 2, 4 y 6 m de diámetro la zapata circular. En la tabla 4.1 se resumen los valores asignados y la altura ( $d$ ) de la zapata.

		Ecuación	Opción 1	Opción 2	Opción 3
<b>Cimentación</b>	$E_h I$ (kN*m <sup>2</sup> /m)	$E_h * (1/12) * 1m * d^3$	540000	54000	5400
	$E_h A$ (kN/m)	$E_h * 1m * d$	180000000	180000000	1800000000
	$d$ (m)	$(12 * E_h I / E_h A)^{1/2}$	0,6	0,06	0,006

Tabla 4.1: Parámetros de diseño para las cimentaciones variando su altura ( $d$ ). Donde  $E_h$  es el módulo elástico del hormigón,  $I$  es la inercia del elemento y  $A$  su área.

El modelo en Plaxis varía según la cimentación, para vigas de cimentación se utiliza deformación plana y para zapatas circulares un modelo axisimétrico (figura 4.3). El modelo de deformación plana se programa con el dominio completo y se aplica una simetría manual, es decir se grafica la mitad de la zapata y se grafican simétricamente los resultados. En el modelo axisimétrico (zapatas circulares) se programa con el dominio haciendo un eje de simetría, reduciendo así el tamaño del problema. En ambos casos se aplica una carga lineal distribuida de -100 kN/m<sup>2</sup> a la zapata.

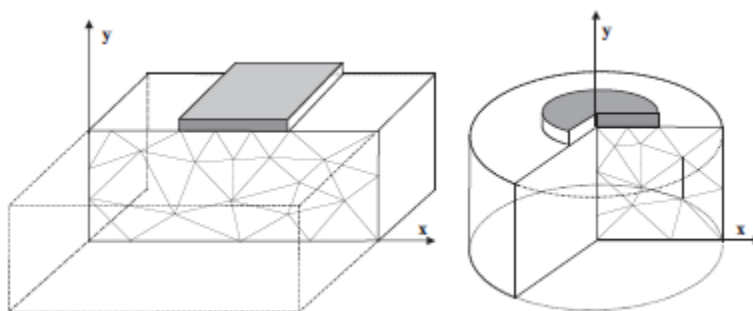
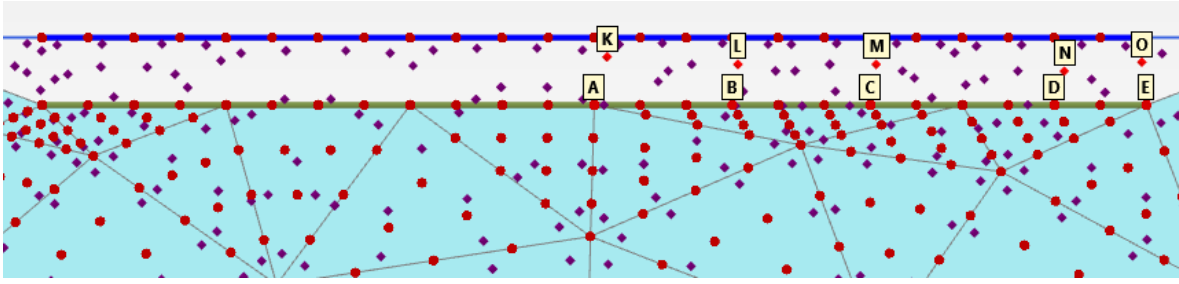


Figura 4.3: Modelo deformación plana (izquierda) y axisimétrico (derecha) (Plaxis bv, 2016a).

Antes de iniciar el cálculo se malla la geometría para discretizar el dominio en elementos y así poder aplicar el cálculo por elementos finitos. Cada elemento es de forma triangular y tiene 15 nodos en total, Plaxis también puede programar los elementos de 6 nodos si se requiere.

La malla, según sea el caso, debe de ser lo suficientemente fina para que el cálculo sea correcto, de ser necesario se refina la malla, pero solo en la zona deseada (debajo de la zapata). De esta manera se evita que la malla tenga muchos elementos causando que el cálculo se vuelva lento.



*Figura 4.4: Mallado para una viga de cimentación de 2 m de ancho, se pueden ver los nodos (rojo) y los puntos tensionales (morado).*

Una vez mallado el dominio en Plaxis se notan dos tipos de puntos: los nodos y los puntos de tensión o puntos de Gauss (figura 4.4). En los nodos se puede medir los desplazamientos tanto verticales como horizontales. Para efectos del presente trabajo, se toma como dato el desplazamiento vertical ( $U_y$ ) de los nodos ubicados entre la zapata y el suelo. En los puntos tensionales se miden las tensiones verticales ( $\sigma_{yy}$ ) aplicadas al terreno por la carga impuesta sobre el suelo. Con estos datos se calcula el coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) para elementos finitos según la expresión 4.2.

$$k_v = \frac{\sigma_{yy}}{U_y} \quad (4.2)$$

Antes de calcular el modelo se deben de programar las fases de carga. Para efectos de este trabajo hay tres fases de carga: fase inicial, fase 1 y fase 2. En la fase inicial se modela el dominio del suelo sin estructura ni carga. En la fase 1 se agrega la interface y la zapata (placa). En la fase 2 se agrega la carga, también se anulan las deformaciones de las fases previas para que el valor calculado sea el generado por la carga aplicada al suelo.

Luego del cálculo se extrae los valores de interés en la tabla de resultados. La tabla se filtra según las coordenadas de los nodos y de los puntos tensionales (figura 4.5). Con estos datos se calcula el valor de  $k_v$  por punto, el valor es promediado y comparado con el  $k_v$  calculado por distintas ecuaciones analíticas.

Name	X	Y
A (Node 654)	60,00	20,00
B (Node 657)	61,00	20,00
C (Node 669)	62,00	20,00
D (Node 682)	63,33	20,00
E (Node 826)	64,00	20,00
K (Stress point 2005)	60,09	19,86
L (Stress point 2140)	61,04	19,81
M (Stress point 2154)	62,04	19,81
N (Stress point 2116)	63,41	19,76
O (Stress point 2089)	63,97	19,82

*Figura 4.5: Tabla de coordenadas del caso mostrado en la figura 4.4.*

Con los valores obtenidos también se grafica su tendencia para todos los casos. El objetivo es realizar el análisis de sensibilidad de parámetros para discutir la influencia en  $k$ . Se estudia la influencia en los asentamientos y en las tensiones aplicadas en todos los casos.

## 4.2. Análisis de Sensibilidad en las Cimentaciones Superficiales

A lo largo de esta sección se presentan los resultados del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) en función de distintos parámetros de diseño para vigas de cimentación y zapatas circulares, calculado a partir de los resultados del programa Plaxis. Los parámetros que se consideran en el análisis de sensibilidad son: altura de la zapata ( $d$ ), módulo elástico del suelo ( $E$ ), profundidad del estrato del suelo ( $H$ ), factor escala (variando el ancho de la fundación), factor de forma (zapata circular) y el contacto suelo-estructura (rugosidad).

Cabe acotar que los resultados obtenidos en Plaxis tanto del asiento y la tensión vertical son negativos debido a la convención del programa. Plaxis considera negativo la compresión del suelo y las cargas verticales que lo comprimen, sin embargo, esto no afecta el signo del coeficiente de balasto.

### 4.2.1 Variación de la altura en la zapata ( $d$ )

Se modela el estrato de suelo con 5 metros de profundidad y la base de la viga de cimentación de 2 metros sometida a una carga vertical de  $-100 \text{ kN/m}^2$ . En figura 4.6 se muestran los resultados de los asentamientos verticales ( $U_y$ ), tensiones verticales bajo la zapata ( $\sigma_{yy}$ ) y el coeficiente de balasto ( $k$ ) de dicho ejemplo. Suponiendo un módulo elástico del suelo ( $E$ ) de 100 MPa.

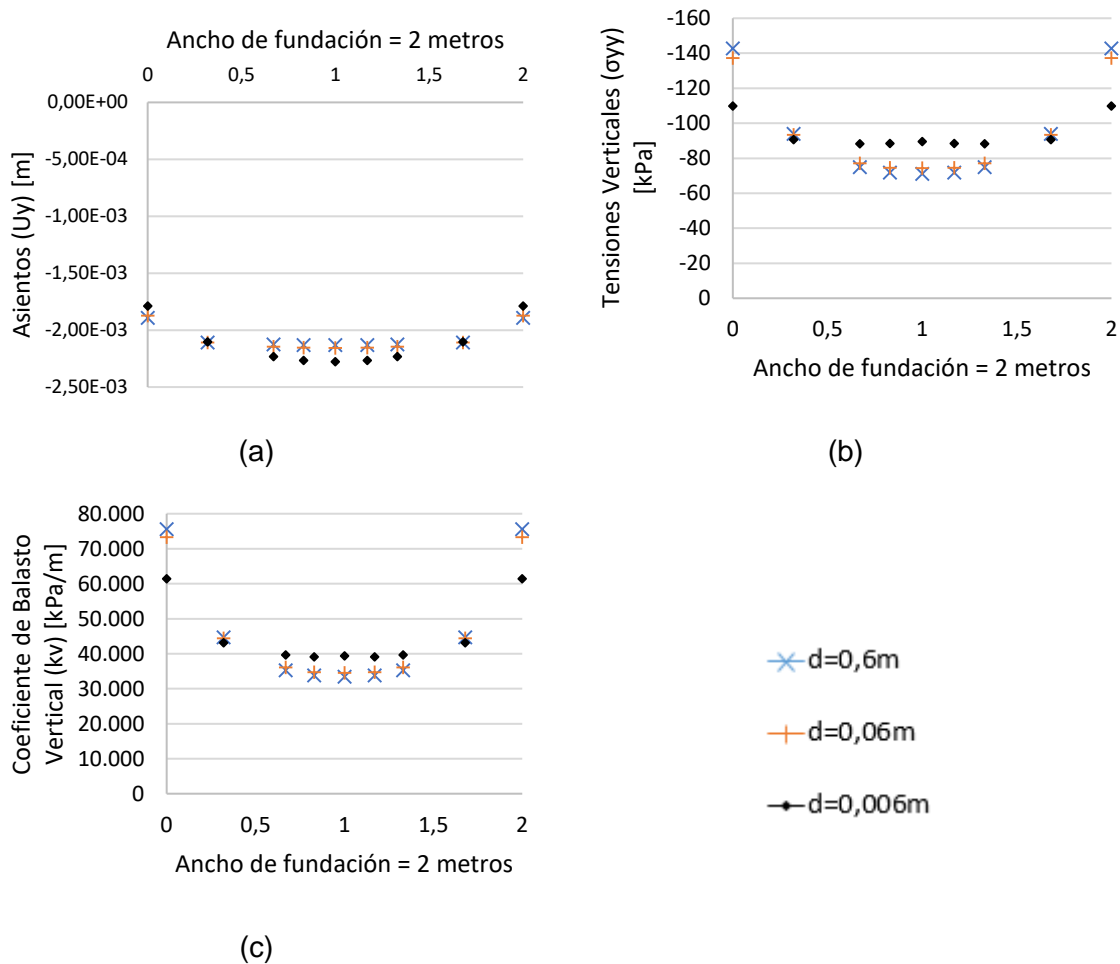


Figura 4.6: Asientos,  $U_y$  [m] (a), tensiones verticales bajo la zapata,  $\sigma_{yy}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una viga de cimentación de 2 metros de ancho y un módulo elástico de 100 MPa.

Los asientos forman una cubeta que se puede apreciar en la figura 4.6a. A medida que la zapata se hace más flexible la magnitud de  $U_y$  se hace mayor en el centro, alcanzando un valor de  $-2,16E-3m$  y un mínimo de  $-1,87E-3m$  en los extremos ( $X=0$  y  $2$  m) para  $d=0,06m$ .

Las magnitudes de las tensiones verticales (figura 4.6b) se hacen mayores en las esquinas (en los puntos de 0 y 2 m del eje de las abscisas) con un valor de  $-143$  kPa para  $d=0,6m$ . En ese lado de la zapata la tensión aplicada no la absorbe ni reparte la estructura como en el centro. Entre 0,5 y 1,5 m en el eje X los valores son mucho menores en magnitud ( $-71$  kPa para  $d=0,6$  m) debido a que la tensión aplicada se reparte.



A medida que la zapata se hace más esbelta la curva de tensiones tiende a linealizarse, los valores en las esquinas tienden a los del centro. Los valores para la zapata más esbelta ( $d=0,006$  m) son mayores entre 0,5 y 1,5 m debido a la repartición de la carga en estructuras de tipo flexible.

El coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) dibuja una curva parabólica debajo de la fundación que se puede ver en la figura 4.6c. A medida que  $d$  disminuye y la viga de cimentación se hace más esbelta, y el comportamiento suelo-estructura es más flexible, el valor de  $k$  se hace más lineal. En el centro, punto  $X=1$  m, se hace un poco mayor que en las coordenadas cercanas.

Los valores de  $k_v$  mínimo y máximo no varían mucho según la flexibilidad de la fundación. Los valores de  $k_v$  están resumidos en la tabla 4.2, en la tabla se puede ver que se tiene que disminuir el valor de “ $d$ ” hasta 0,006 m para apreciar un cambio en la tendencia de  $k$ . En la figura 4.7 se puede apreciar esta tendencia gráficamente. Se afirma que, según este modelo, la esbeltez de la cimentación no afecta significativamente el valor del coeficiente de balasto máximo y mínimo.

<b>E=100 MPa</b>	<b>0,6m</b>	<b>0,06m</b>	<b>0,006m</b>
<b><math>k_v</math> mín (kPa/m)</b>	33416	34505	39040
<b><math>k_v</math> máx (kPa/m)</b>	75570	73297	61421

*Tabla 4.2: Valores del coeficiente de balasto vertical mínimo y máximo (kPa/m) para una viga de fundación de 2 metros de ancho sometida a una carga de  $-100 \text{ kN/m}^2$ , sobre un suelo con 5 m de profundidad y  $E=100 \text{ MPa}$ .*

Cabe acotar que los valores del coeficiente de balasto vertical no son constantes bajo la cimentación, sino que presenta diferencias notables en todos los casos de estudio. Se puede apreciar la diferencia entre valores máximos y mínimos del coeficiente de balasto vertical, ejemplificado en la figura 4.7.

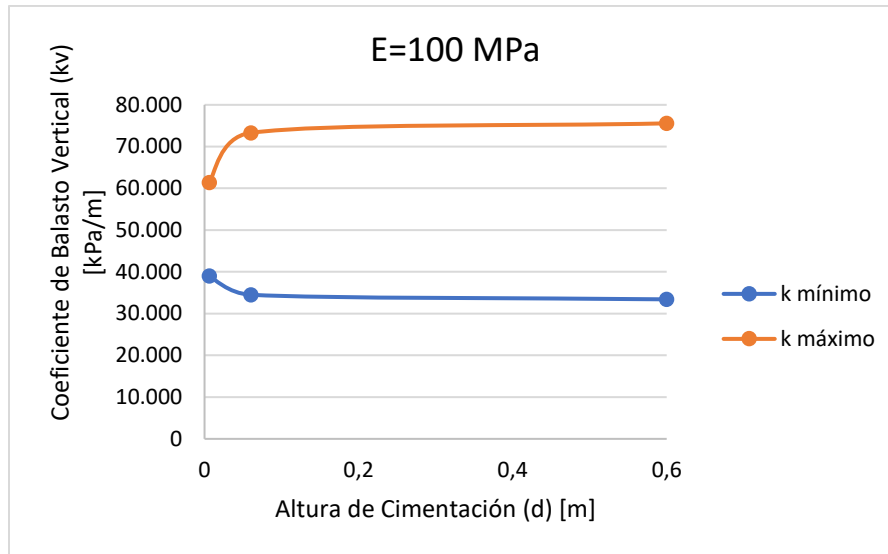


Figura 4.7: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) mínimo y máximo en función de la altura de cimentación sobre un suelo con 5 m de profundidad y  $E=100$  MPa.

#### 4.2.2. Variación del módulo elástico ( $E$ )

Se toma en cuenta el mismo modelo del apartado anterior (profundidad del estrato de 5 m y ancho de fundación de 2 m). El modelo se calcula para valores de  $E$  del suelo igual a 10, 100 y 1000 MPa. A continuación, se discutirán los resultados tanto del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) como de las tensiones verticales bajo la zapata ( $\sigma_{yy}$ ) y el asiento ( $U_y$ ) para los casos extremos de 10 MPa y 1000 MPa.

En las figuras 4.8a y 4.9a se pueden apreciar que la cubeta de asientos es la misma en los tres casos para distintos  $d$ . La diferencia es en la magnitud de asientos para un suelo sometido a la misma carga. Con  $E=10$  MPa los asientos máximos y mínimos son de  $-2,13E-02$ m y  $-1,89E-02$ m respectivamente, para  $E=1000$  MPa el máximo asiento vertical es de  $-2,28E-04$  m y el mínimo de  $-1,79E-04$  m. Para un  $E$  menor los asientos son mayores debido a que el suelo es más compresible.

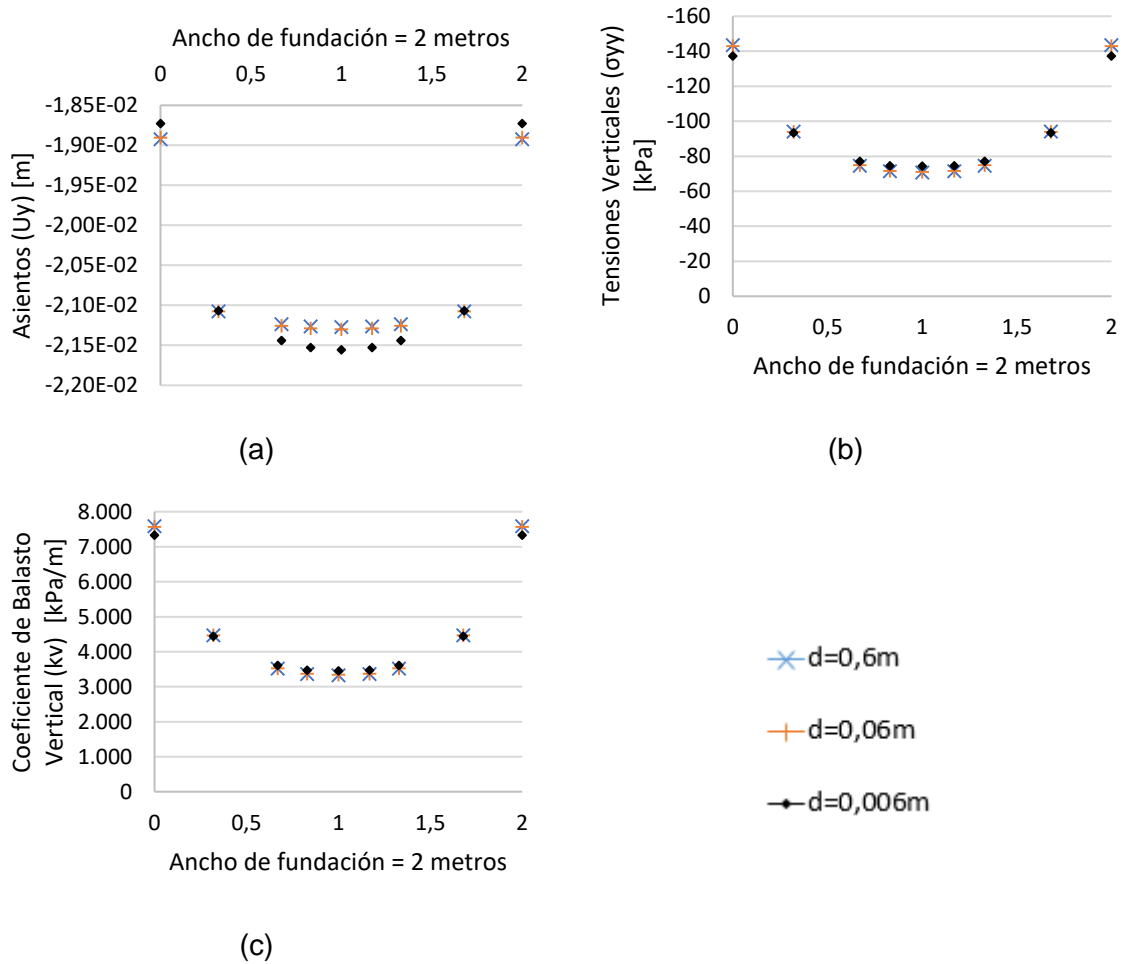


Figura 4.8: Asientos,  $U_y$  [m] (a), tensiones verticales bajo la zapata,  $\sigma_{yy}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una viga flexible de 2 metros de ancho y un módulo elástico de 10 MPa.

Para el suelo blando ( $E= 10$  MPa) las tensiones son muy uniformes para los tres valores de “ $d$ ” (figura 4.8b) El suelo menos compresible de  $E= 1000$  MPa es algo más sensible al efecto de la esbeltez de la zapata. En la figura 4.9b se puede observar que la repartición de las tensiones bajo la zapata es mayor entre 0,5m y 1,5m y en los extremos disminuye en magnitud.

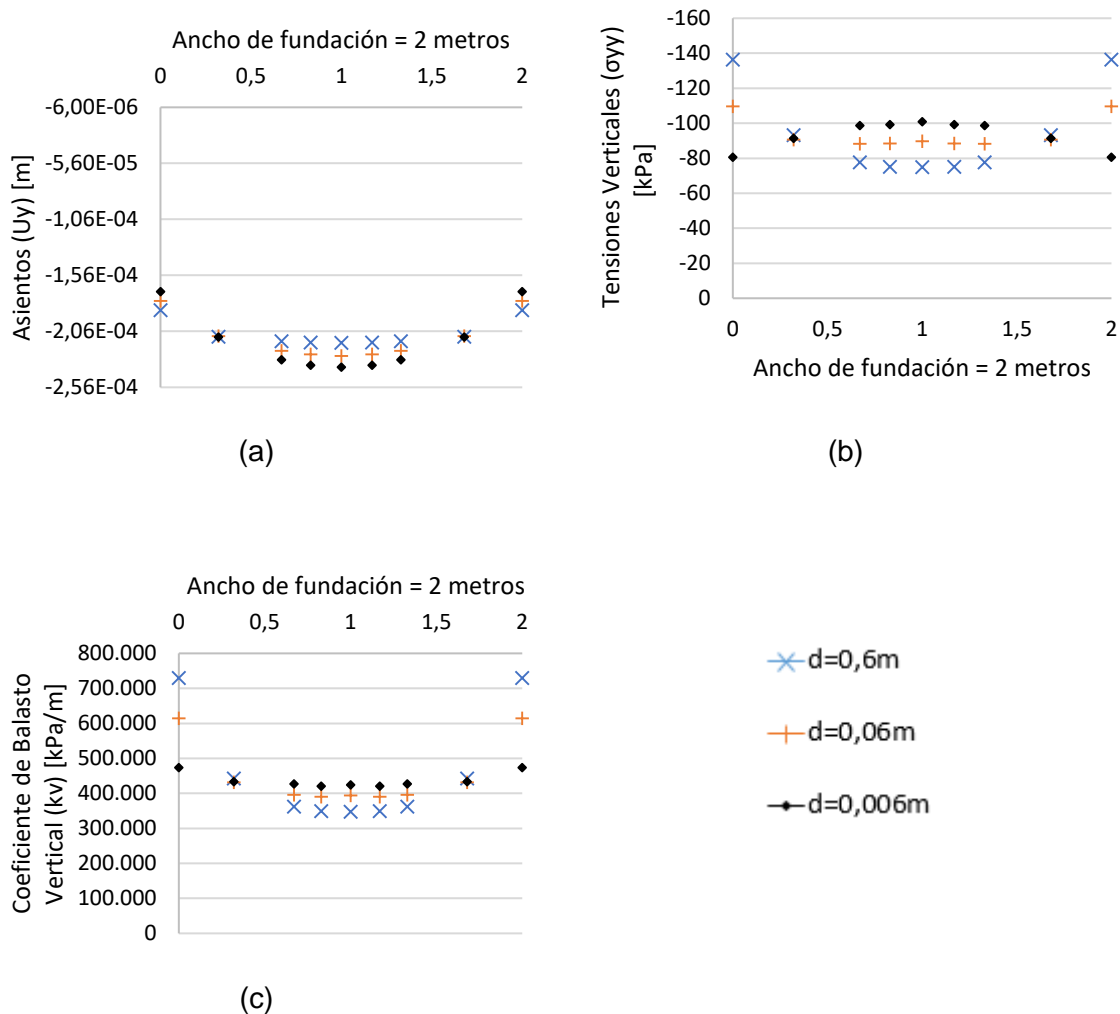


Figura 4.9: Asientos,  $U_y$  [m] (a), tensiones verticales bajo la cimentación,  $\sigma_{yy}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una viga flexible de 2 metros de ancho y un módulo elástico de 1.000 MPa.

El coeficiente de balasto vertical varía considerablemente en magnitud. Para un  $E=10$  MPa los valores de  $k$  (figura 4.8c) se pueden ver en la tabla 4.3, con  $E=1000$  MPa (figura 4.9c) en la tabla 4.4. La variación en magnitud en  $k_v$  es del mismo orden que la variación del parámetro  $E$  debido a que al aumentar  $E$  disminuye  $U_y$  causando un aumento en  $k_v$ .

La tendencia del parámetro  $k_v$  para  $E=10$  MPa (figura 4.10) es lineal y se tiene que recurrir a una cimentación muy esbelta ( $d=0,006$  m) para poder cambiar la tendencia. En la figura 4.11 se nota un efecto contrario para  $E=1000$  MPa, el valor de  $k_v$  es sensible a cualquier cambio de altura en la cimentación.

E=10 MPa	0,6m	0,06m	0,006m
kv mín (kPa/m)	3327	3339	3450
kv máx (kPa/m)	7586	7561	7330

Tabla 4.3: Valores del coeficiente de balasto vertical mínimo y máximo (kPa/m) para una viga de fundación de 2 metros de ancho sometida a una carga de  $-100 \text{ kN/m}^2$ , sobre un suelo con 5 m de profundidad y  $E=10 \text{ MPa}$ .

E=1000 MPa	0,6m	0,06m	0,006m
kv mín (kPa/m)	347111	390442	420365
kv máx (kPa/m)	729544	614107	473083

Tabla 4.4: Valores del coeficiente de balasto vertical mínimo y máximo (kPa/m) para una viga de fundación de 2 metros de ancho sometida a una carga de  $-100 \text{ kN/m}^2$ , sobre un suelo con 5 m de profundidad y  $E=1000 \text{ MPa}$ .

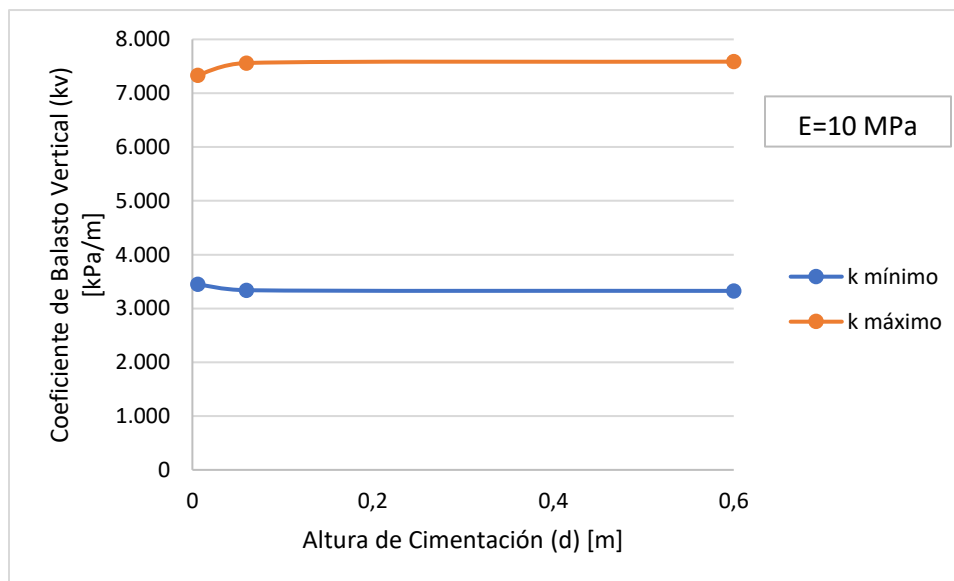
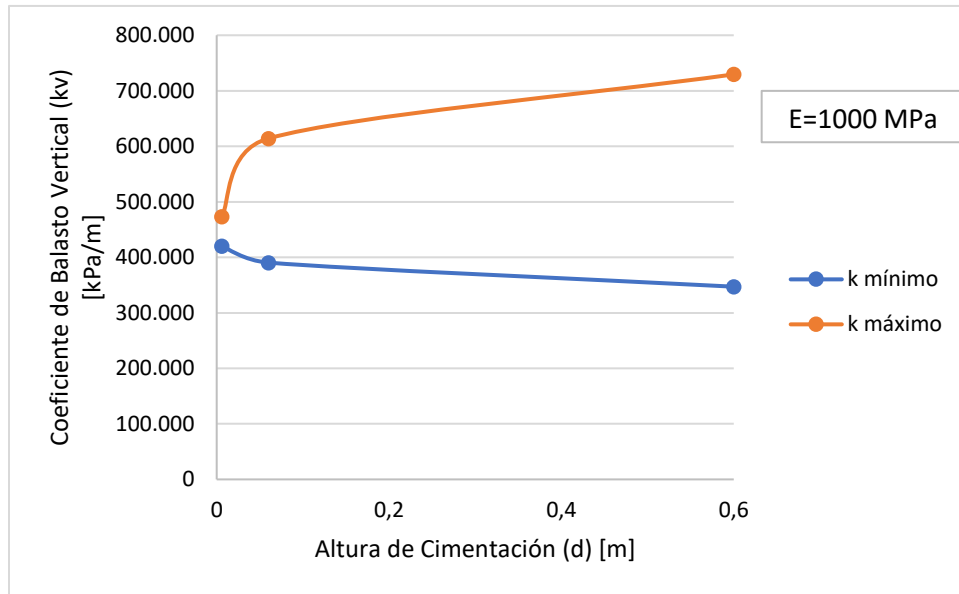


Figura 4.10: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) mínimo y máximo en función de la altura de cimentación sobre un suelo con 5 m de profundidad y  $E=10 \text{ MPa}$ .



*Figura 4.11: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) mínimo y máximo en función de la altura de cimentación sobre un suelo con 5 m de profundidad y  $E=1000$  MPa.*

#### 4.2.3 Variación de la Profundidad del Estrato

El siguiente ejemplo muestra la modelación de una viga de cimentación con 2 m de ancho, el suelo tiene un módulo elástico de 100 MPa con una profundidad de 20 m. En la figura 4.12 se aprecia la misma cubeta de asientos de todos los modelos con el valor máximo de  $U_y$  en el centro y los mínimos en las esquinas. En comparación con el ejemplo con  $H=5$  m (figura 4.6a) se puede ver que los asientos son mayores en  $H=20$  m (figura 4.12a) para todos los puntos debajo de la cimentación. Esto se debe a que el estrato compresible del suelo aumenta.

La distribución de tensiones verticales bajo la cimentación (figura 4.12b) para este modelo son similares a los presentados en la figura 4.6b ( $H=5$  m). Solo los valores de las esquinas son menores, esto se debe al aumento del estrato de suelo compresible.

El coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) disminuye con respecto al modelo de  $H=5$  m. Esto es debido al aumento en los asientos (debido al aumento de la profundidad de la capa compresible de suelo a 20 m). Los valores máximos y mínimos de  $k_v$  están en el orden de 35.591 kPa/m y 19.987 kPa/m para el caso  $d=0,06$  m, los valores completos están resumidos en la tabla 4.5.

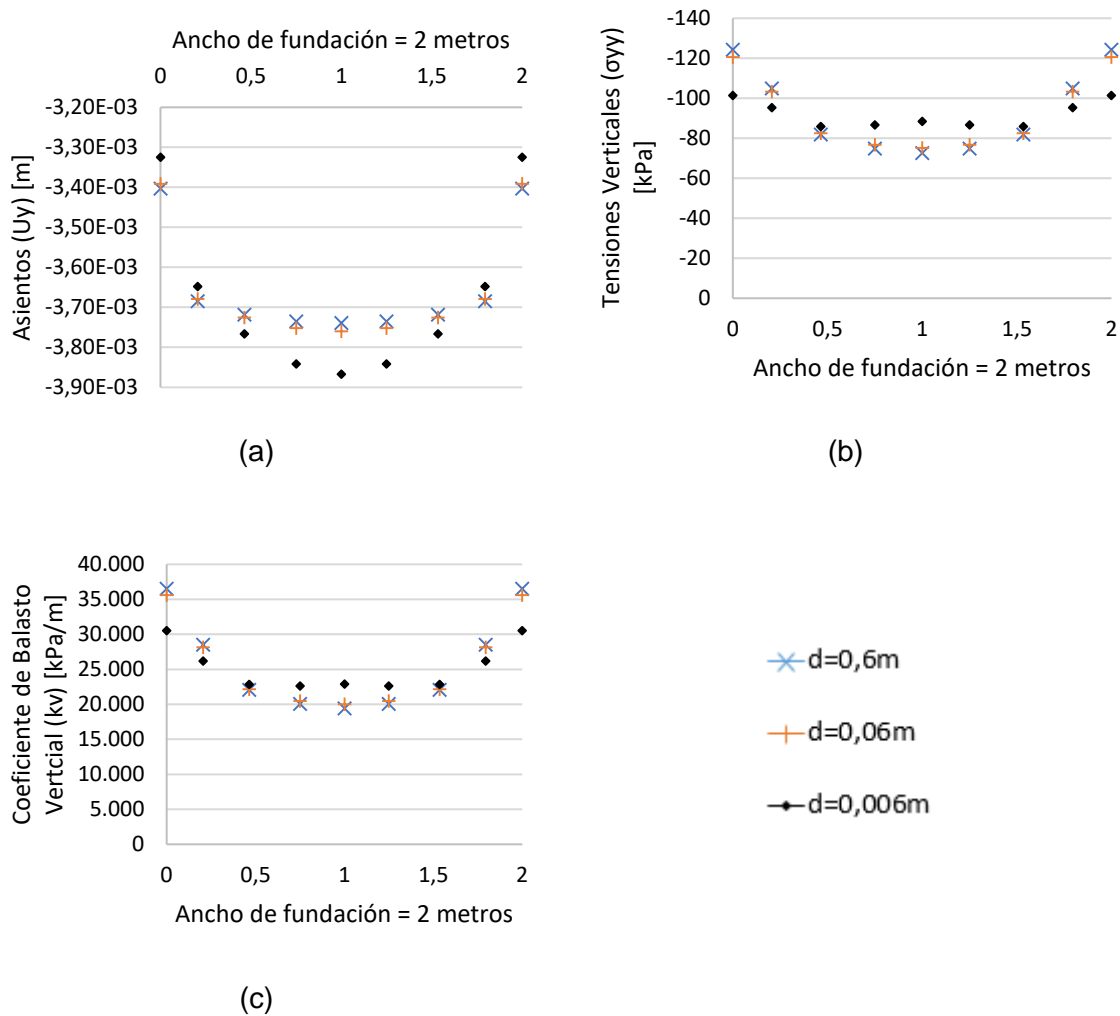
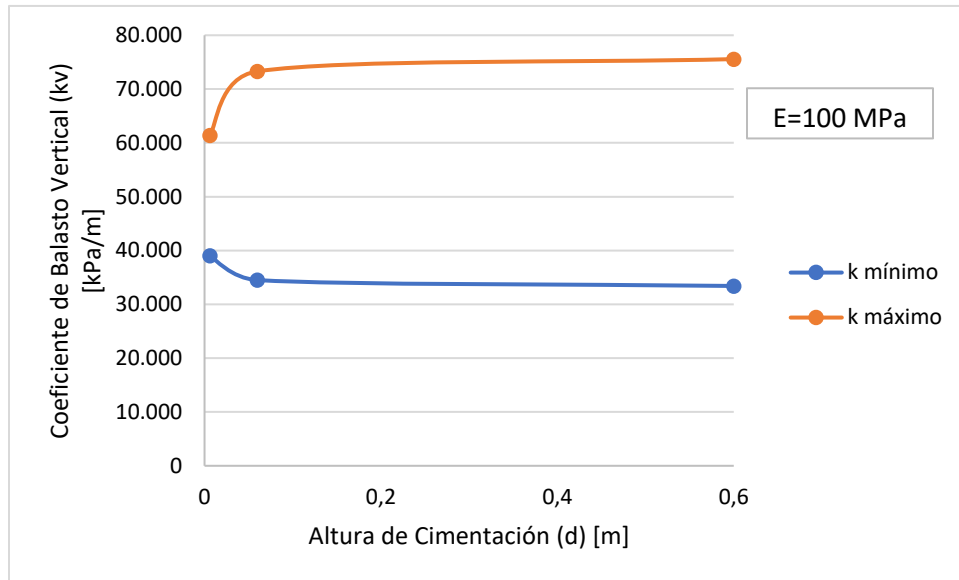


Figura 4.12: Asientos,  $U_y$  [m] (a), tensiones verticales bajo la cimentación  $\sigma_{yy}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una viga de cimentación de 2 metros de ancho, un suelo con 20 m de profundidad y un módulo elástico de 100 MPa.

E=100 MPa	0,6m	0,06m	0,006m
<b>kv mín (kPa/m)</b>	19.417	19.987	22.584
<b>kv máx (kPa/m)</b>	36.523	35.591	30.502

Tabla 4.5: Valores del coeficiente de balasto vertical mínimo y máximo (kPa/m) para una viga de fundación de 2 metros de ancho sometida a una carga de  $-100 \text{ kN/m}^2$ , sobre un suelo con 20 m de profundidad y  $E=100 \text{ MPa}$ .



*Figura 4.13: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) mínimos y máximos en función de la altura de cimentación sobre un suelo con 20m de profundidad y  $E=100$  MPa.*

Se observa en la figura 4.13 que la tendencia del módulo de balasto no varía significativamente con la altura de la cimentación. Lo que si cambia es la magnitud del coeficiente, a medida que es más profunda la capa compresible de suelo el valor de  $k_v$  aumenta.

#### 4.2.4. Factor Forma

A continuación, se discuten los resultados del modelo de una zapata circular de 2 m de diámetro sobre un suelo de 20 m de profundidad y un módulo elástico de 100 MPa para tres valores de “d” (0,6 m; 0,06 m y 0,006 m). En la figura 4.14a se observa la cubeta de asientos, a mayor esbeltez los asientos aumentan debido a que la zapata se deforma más.

La distribución de tensiones verticales bajo la cimentación (figura 4.14b) es similar para  $d=0,6$  m y 0,06 m y cuando se hace muy esbelta la zapata ( $d=0,006$  m) la distribución tiende a linealizarse.

El coeficiente de balasto (figura 4.14c) aumenta, a medida que d disminuye, en el centro (entre 0,5 y 1,5 m en el eje horizontal). En los extremos el valor aumenta con “d”. La tabla 4.6 resume los valores máximos y mínimos para este modelo en función de la altura de la zapata circular.



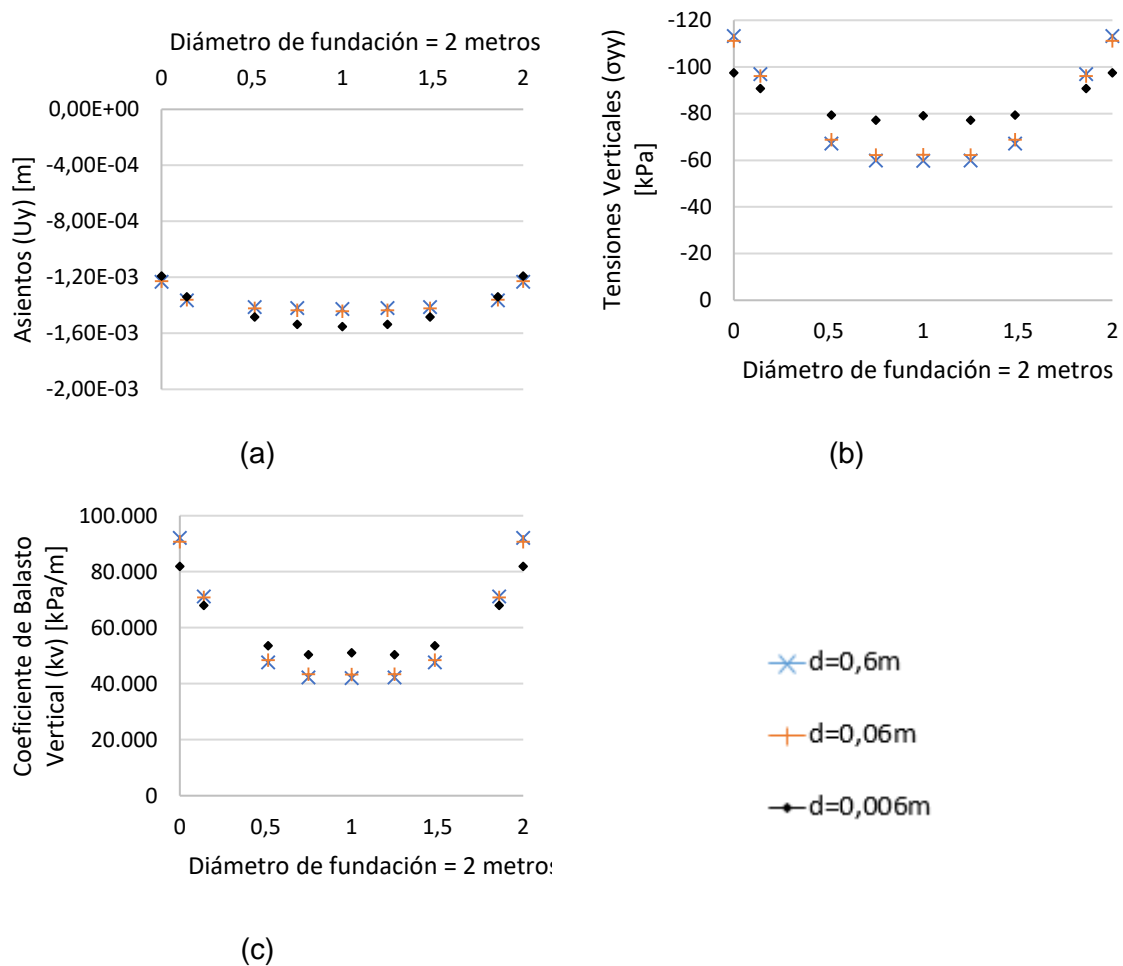
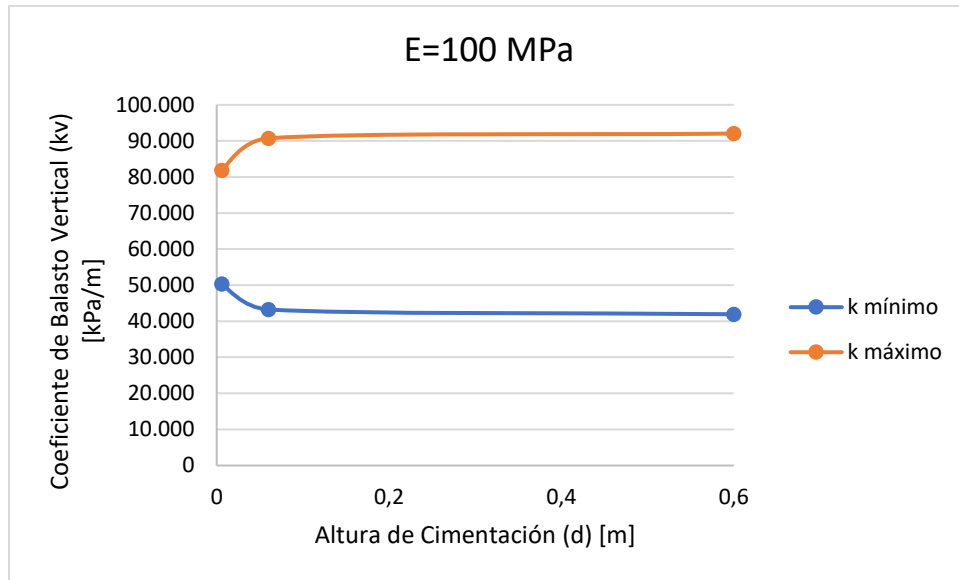


Figura 4.14: Asientos,  $U_y$  [m] (a), tensiones verticales bajo la cimentación,  $\sigma_{yy}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una zapata circular de 2 metros de ancho, un suelo con 20 m de profundidad y un módulo elástico de 100 MPa.

E=100 MPa	0,6m	0,06m	0,006m
<b>kv mín (kPa/m)</b>	41942	43260	50320
<b>kv máx (kPa/m)</b>	92027	90713	81882

Tabla 4.6: Valores del coeficiente de balasto vertical mínimo y máximo (kPa/m) para una zapata circular de 2 metros de diámetro sometida a una carga de  $-100 \text{ kN/m}^2$ , sobre un suelo con 20 m de profundidad y  $E=100 \text{ MPa}$ .



*Figura 4.15: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto (k) mínimos y máximos en función de la altura de una zapata circular con 2 metros de diámetro sobre un suelo con 20m de profundidad y  $E=100$  MPa.*

La tendencia del coeficiente de balasto se aprecia en la figura 4.15. Se aprecia un comportamiento con una pendiente casi lineal entre 0,06 m y 0,6 m, con el máximo disminuyendo a medida que “d” aumenta. Cuando la zapata circular se hace muy esbelta ( $d=0,006$  m) el valor mínimo aumenta y el valor máximo tiende a disminuir.

#### 4.2.5. Factor Escala

El siguiente modelo es de una viga de cimentación de 8 m de ancho sobre un suelo de 20 m de profundidad y un módulo elástico de 100 MPa. Se comparan los resultados de este modelo con el mismo suelo con una cimentación de 2 m de ancho (figura 4.11).

En la figura 4.16a se aprecia la cubeta de asientos típica en el caso de cimentaciones. Los valores sin embargo aumentan un poco respecto al ejemplo de 2 m de ancho debido a que el área donde se aplica la carga es mayor. El valor máximo del asiento vertical es de  $-9,43E-3$  m para  $d=0,06$  m y con el mismo “d” para un ancho de 2 m  $U_y$  máximo es  $-3,76E-3$  m. El valor mínimo de  $U_y$  es  $-6,92E-3$  m (ancho de 8 m) y para un ancho de 2 m es de  $-3,39E-3$  m, se aprecia que también es mayor.

Las tensiones verticales bajo la cimentación (figura 4.16b) muestran diversas tendencias en función de su esbeltez. Para los tres “d” los valores son diferentes pero su tendencia es igual (lineal) luego a medida que “d” va disminuyendo y la viga de cimentación se hace más esbelta el valor en las esquinas disminuye y aumentan en el centro.

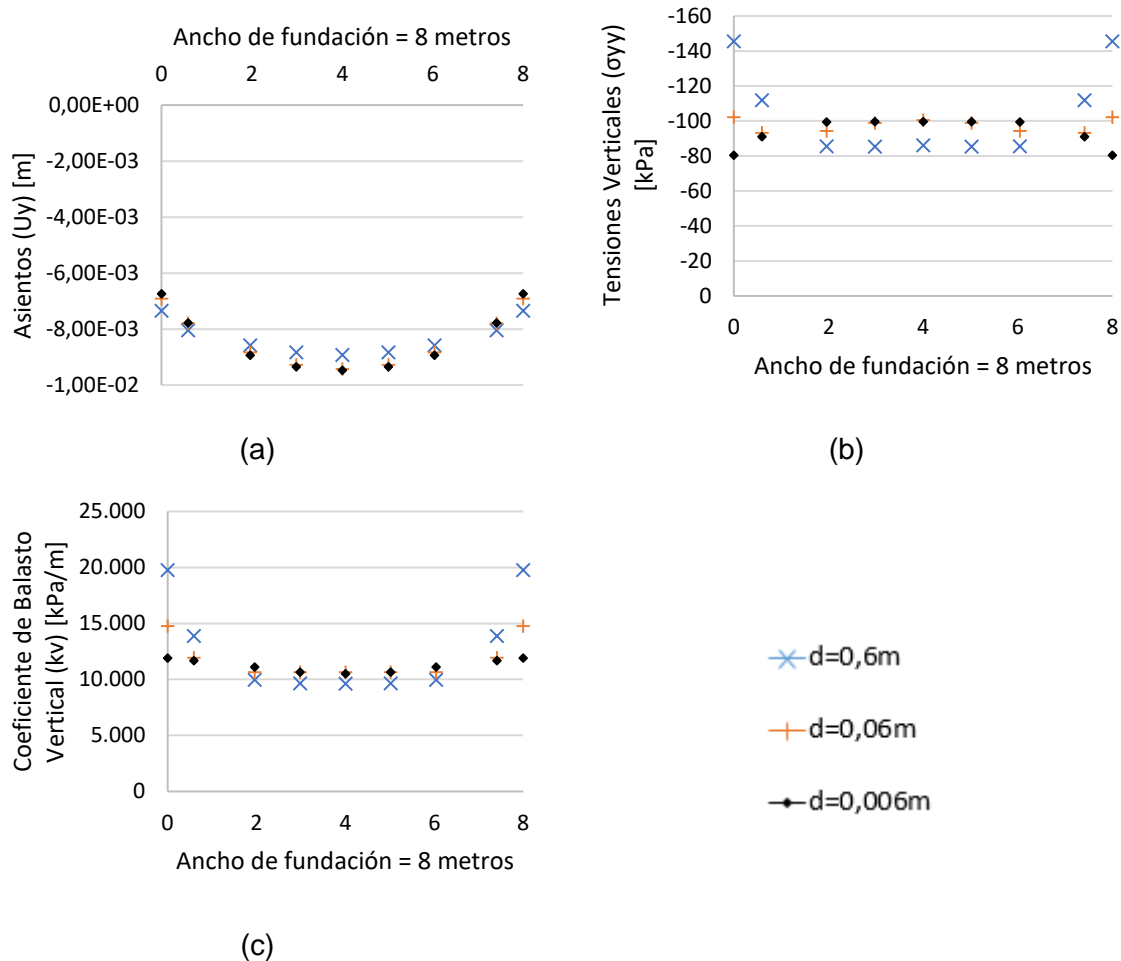


Figura 4.16: Asientos,  $U_y$  [m] (a), tensiones verticales bajo la cimentación,  $\sigma_{yy}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una viga de cimentación de 8 metros de ancho, un suelo con 20 m de profundidad y un módulo elástico de 100 MPa.

En la figura 4.16c se puede ver la tendencia del coeficiente de balasto vertical para este modelo. Entre 2 y 6 m en el eje horizontal los valores son similares, pero en el resto de la cimentación los valores disminuyen con “d”. En la tabla 4.7 se ven los valores máximos y mínimos de  $k_v$  los cuales disminuyen respecto al ejemplo de 2 m de ancho.

E=100 MPa	0,6m	0,06m	0,006m
<b>kv mín (kPa/m)</b>	9625	10635	10506
<b>kv máx (kPa/m)</b>	19755	14767	11900

Tabla 4.7: Valores del coeficiente de balasto vertical mínimo y máximo (kPa/m) para una viga de fundación de 8 metros de ancho sometida a una carga de  $-100 \text{ kN/m}^2$ , sobre un suelo con 20 m de profundidad y  $E=100 \text{ MPa}$ .

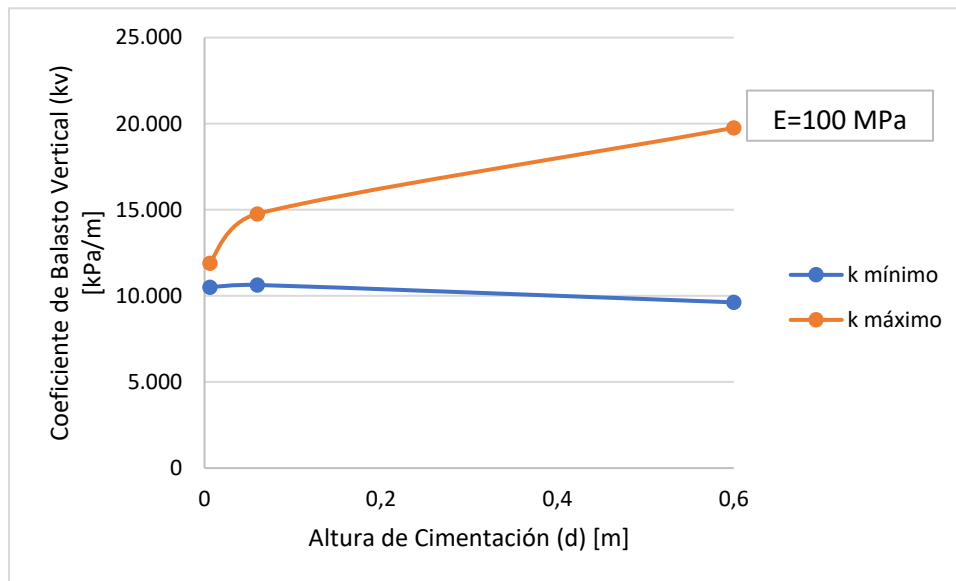
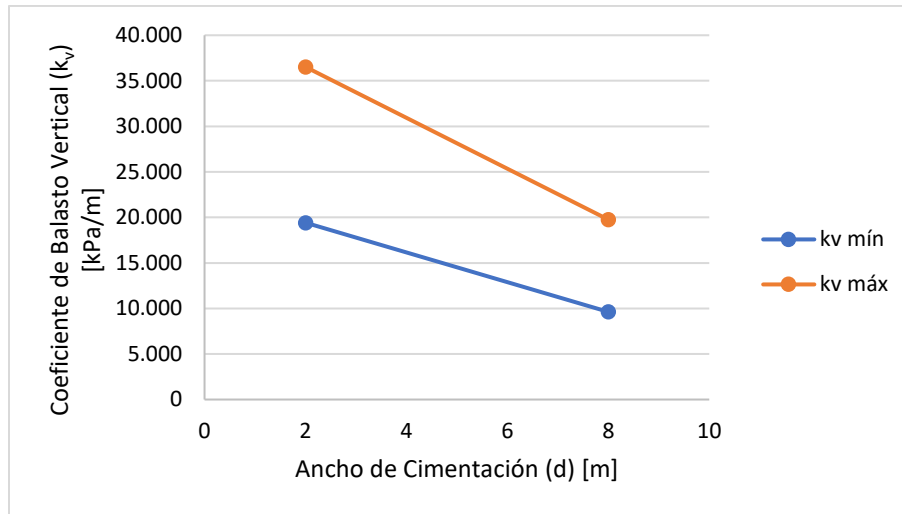


Figura 4.17: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) mínimos y máximos en función de la altura de cimentación con 8 metros de ancho sobre un suelo con 20m de profundidad y  $E=100 \text{ MPa}$ .

En la figura 4.17 se observa la tendencia de cambio en el coeficiente de balasto. Se puede apreciar que el valor mínimo aumenta con la esbeltez de la cimentación mientras que el valor máximo disminuye.

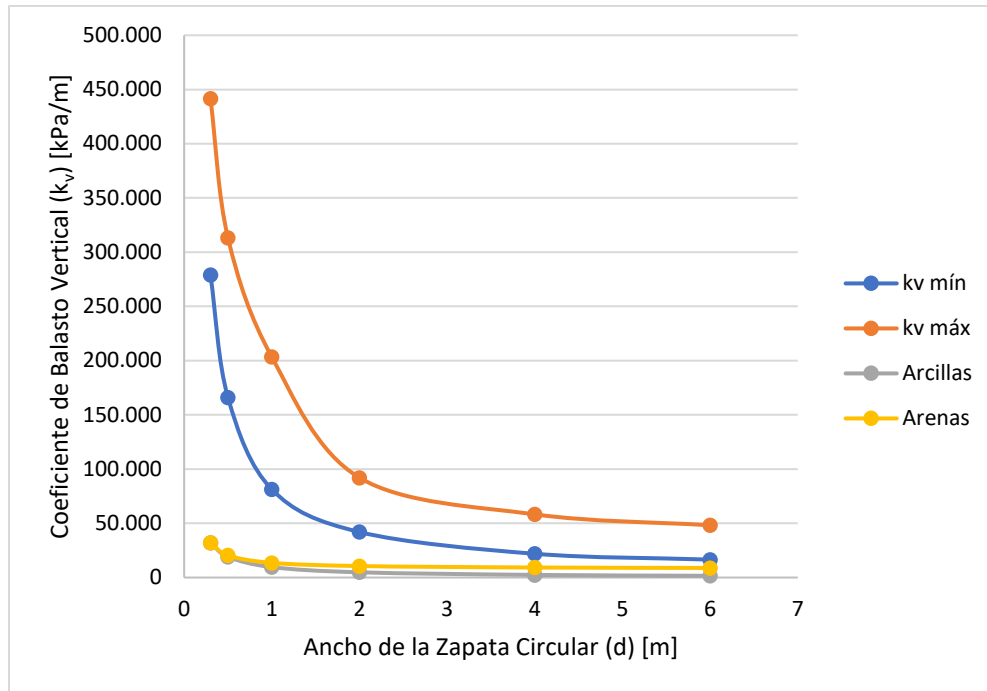


*Figura 4.18: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) mínimos y máximos con una altura de cimentación de 0,6m con 2m y 8m de ancho sobre un suelo con 20m de profundidad y  $E=100$  MPa.*

Si se compara los resultados del coeficiente de balasto vertical para una viga de cimentación de 0,6m de alto, fundada en un suelo con 20m de profundidad y  $E=100$  MPa con 2m y 8m de ancho se puede observar que a medida que aumenta el valor del ancho de la viga de cimentación  $k_v$  disminuye (figura 4.18).

La disminución del coeficiente de balasto vertical se debe al aumento de los asientos que experimenta el suelo al aumentar el ancho de la viga de cimentación. El aumento del ancho, a carga constante, provoca un aumento en la tensión total aplicada al suelo ya que aumenta el área en la cual se aplica dicha tensión. Este aumento de tensión ocasiona unos asientos mayores y una disminución de  $k_v$ .

A continuación, se considera el factor forma para estudiar el ensayo de placa circulares propuesto por Terzaghi, también teniendo en cuenta el factor escala. Se modelan zapatas circulares de 0,30m; 0,50m; 1m; 2m; 4m y 6m para comparar el resultado del coeficiente de balasto vertical con las ecuaciones de Terzaghi (2.2 y 2.3). El suelo es de 20 m de profundidad y un  $E=100$  MPa y se fija una altura de 0,6m para todas las zapatas circulares. Todas las zapatas circulares están sometidas a la misma carga linealmente distribuida de -100 kPa.



*Figura 4.19: Comparación de resultados entre el MEF y expresiones analíticas de Terzaghi para la estimación del coeficiente de balasto vertical.*

En la figura 4.19 se grafican los resultados para los seis diámetros modelados en Plaxis ( $k_v$  mín y  $k_v$  máx) y los calculados con las expresiones de Terzaghi (Arcillas y Arenas). Se puede apreciar que las ecuaciones de Terzaghi dan un valor muy por debajo de los calculados por MEF.

En el caso de arenas los valores de  $k_v$  son mayores en comparación a las arcillas, es decir estiman que el suelo se comporta con mayor rigidez que las arcillas. Las arcillas, aunque su  $k_v$  es mucho menor a las arenas, también dan resultados parecidos a los obtenidos en este trabajo para un módulo elástico de suelo de 1000 MPa. Los valores calculados por MEF dan acordes a los presentados en este trabajo.

Los valores de la gráfica 4.19 se pueden ver en la tabla 4.8 (MEF) y 4.9 (expresiones analíticas de Terzaghi del ensayo placa de carga). Las tensiones máximas y mínimas corresponden a la carga aplicada y a la distribución tensional que se muestra a lo largo del trabajo para las cimentaciones superficiales. Los asentos disminuyen a medida que los diámetros de la zapata circular se hacen más pequeños, ya que hay menos suelo movilizado por las zapatas de menor diámetro. Esto causa un aumento en el coeficiente de balasto vertical a medida que disminuye el diámetro.

MEF	0,3m	0,5m	1m	2m	4m	6m
$k_v$ mín (kPa/m)	278.889	165.984	81.271	41.942	21.891	16.515
$k_v$ máx (kPa/m)	441.561	313.194	203.368	92.027	58.250	48.168
$U_y$ mín (m)	-1,94E-04	-3,12E-04	-6,22E-04	-1,23E-03	-2,38E-03	-3,35E-03
$U_y$ máx (m)	-2,47E-04	-3,78E-04	-7,31E-04	-1,42E-03	-2,69E-03	-3,94E-03
$\sigma_{yy}$ mín (kPa)	-66	-63	-59	-60	-59	-65
$\sigma_{yy}$ máx (kPa)	-87	-87	-140	-113	-138	-162

*Tabla 4.8: Valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ), asientos ( $U_y$ ) y tensiones aplicadas al suelo ( $\sigma_{yy}$ ) para zapatas circulares de diámetro variable y una altura de 0,6m modeladas en un suelo de 20m de profundidad y  $E=100\text{MPa}$ .*

Terzaghi	$k_{30}$	$k$ (0,5m)	$k$ (1m)	$k$ (2m)	$k$ (4m)	$k$ (6m)
Arcillas (kPa/m)	32000	19200	9600	4800	2400	1600
Arenas (kPa/m)	32000	20480	13520	10580	9245	8820

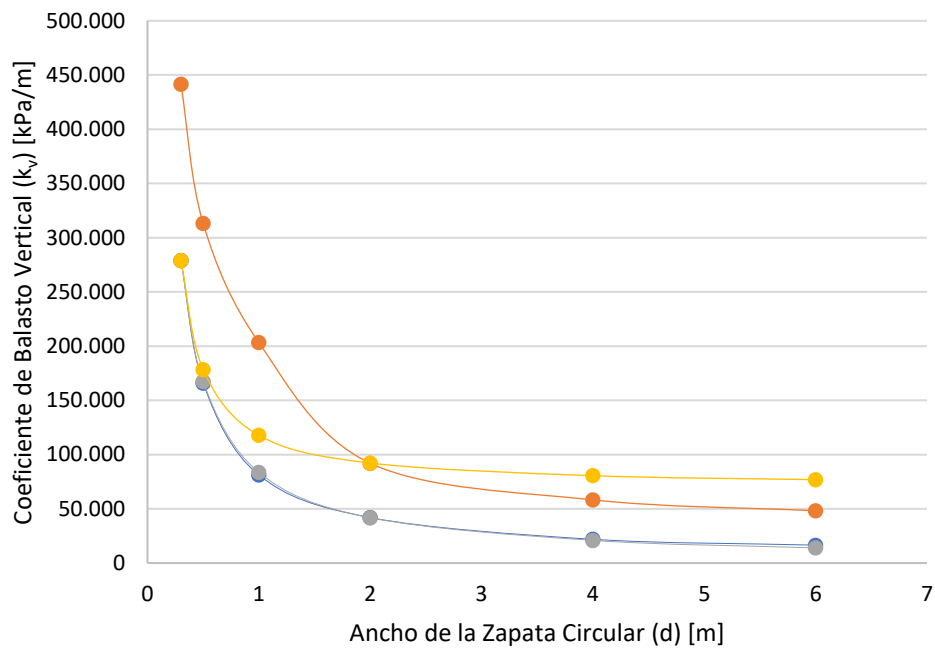
*Tabla 4.9: Valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) calculados por las ecuaciones de Terzaghi para arcillas y arena.*

Llama la atención en la figura 4.19 la tendencia de la curva de  $k_v$  en función del diámetro de la zapata de las ecuaciones propuesta por Terzaghi. Si se comparan con las calculadas por el MEF no son muy diferentes. Teniendo esto en cuenta, en la figura 4.20 se muestra el mismo gráfico que en la figura 4.19 pero recalculando el valor por las ecuaciones de Terzaghi tomando en cuenta el  $k_{30}$  mínimo (figura 4.20a) y máximo (figura 4.20b) calculado por el MEF (278.889 kPa/m y 441.561 kPa/m).

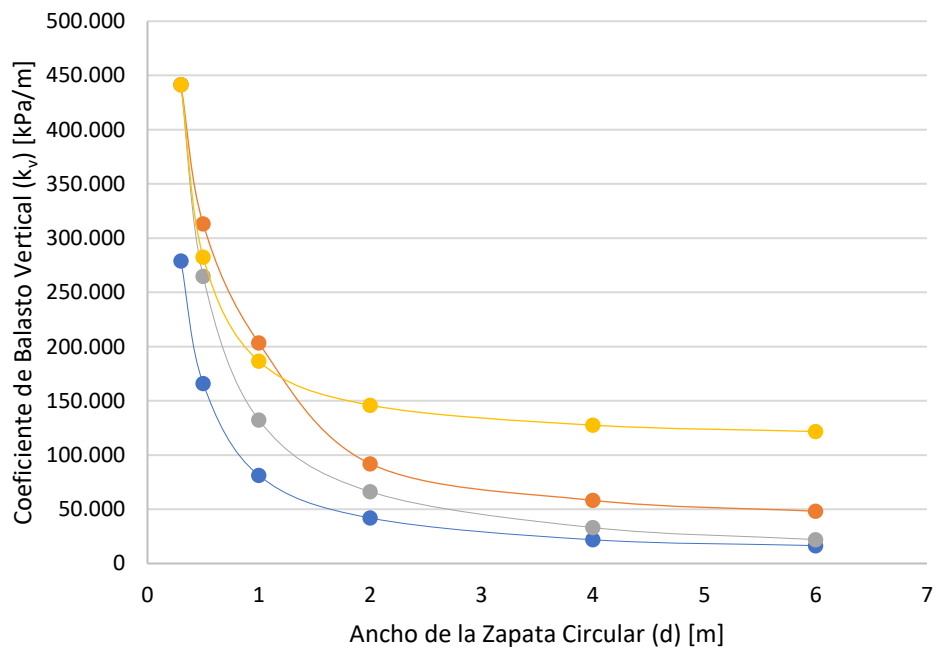
En la figura 4.20a se observa que con el  $k_{30}$  calculado con Plaxis la tendencia de la curva de Arcillas (gris) es igual a la tendencia del  $k_v$  mín (azul). La de Arenas (amarilla) para diámetros entre 0,30 m y 2m se ubica entre el  $k_v$  mín y  $k_v$  máx (naranja) y para el resto de los diámetros el valor es mayor que el  $k_v$  máx. Pero las 4 tendencias se mantienen similares ya que disminuye  $k_v$  a medida que aumenta el diámetro.

Si se sustituye  $k_{30}$  con el valor de  $k_v$  máx de la zapata modelada con 0,30m de diámetro se observa en la figura 4.20b que las tendencias se mantienen. Sin embargo, los valores son diferentes con respecto a los calculados por MEF. Para las Arcillas, los valores se encuentran siempre entre los valores máximos y mínimos de  $k_v$  por MEF. Las Arenas se mantienen por debajo del  $k_v$  máx pero a medida que el diámetro se hace mayor,

concretamente después de 1 m de diámetro, los valores son mayores que el  $k_v$  máx por MEF.



(a)



(b)

Figura 4.20: Comparación de las tendencias del coeficiente de balasto vertical de las expresiones analíticas de Terzaghi con  $k_{30}$  calculado por MEF de  $k_v$  mín (a) y  $k_v$  máx (b).



#### 4.2.6. Efecto de la Rugosidad en el Contacto Suelo-Estructura

En la figura 4.21 se grafican los resultados de una viga de cimentación de 4 metros de ancho y 1,20 m de alto “d”. El suelo utilizado para la modelación fue de 20 m de profundidad y un  $E = 100$  MPa. Se toma en cuenta 4 valores para la rugosidad ( $R_{int}$ ): 1,000; 0,667; 0,333 y 0,010.

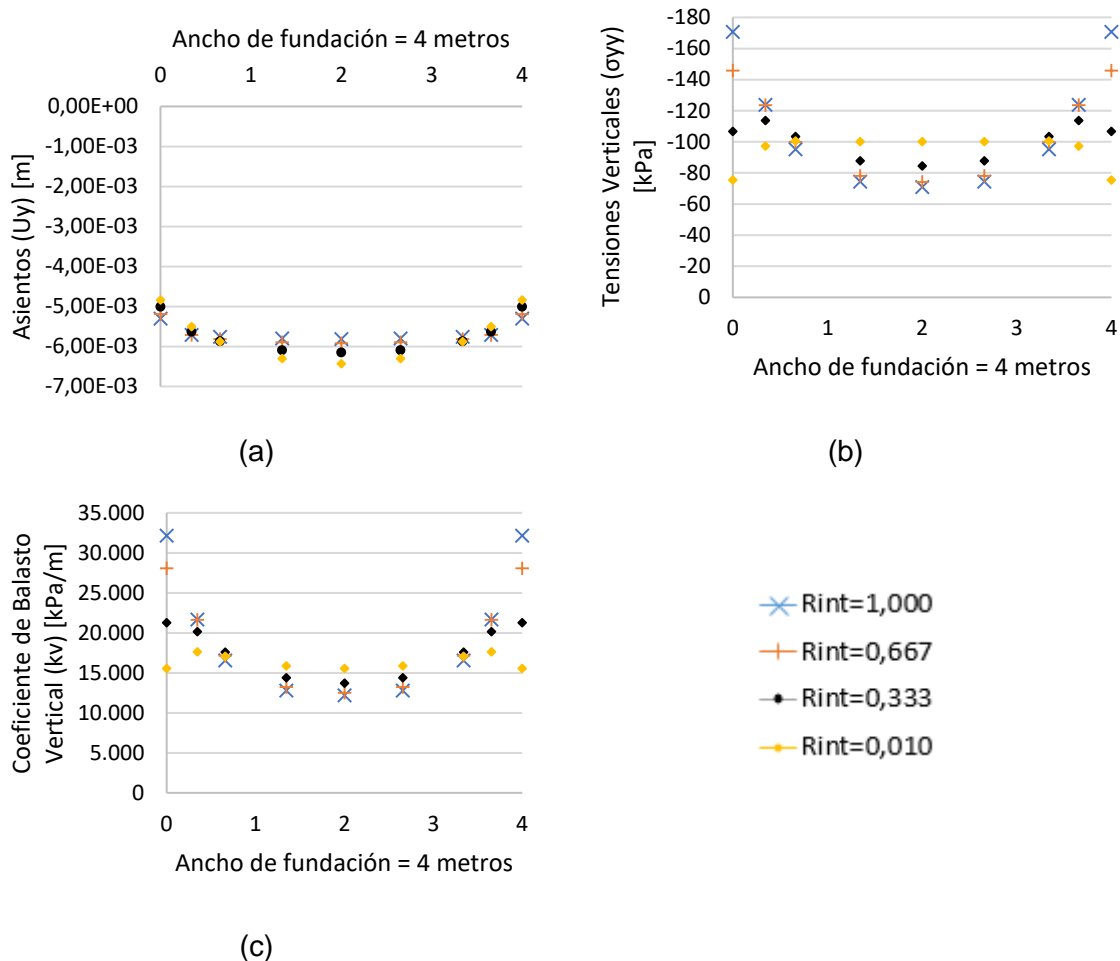


Figura 4.21: Asientos,  $U_y$  [m] (a), tensiones verticales bajo la cimentación,  $\sigma_{yy}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Vertical ( $k_v$ ) (c) para una viga de cimentación de 4 metros de ancho y 1,20 m de alto, un suelo con 20 m de profundidad y un módulo elástico de 100 MPa.

Si se considera el contacto suelo-cimentación totalmente rugoso, el valor  $R_{int}$  es de 1,000 por eso se puede ver que para este valor los resultados concuerdan con los ya expuestos anteriormente. Se puede ver en la figura 4.21a que los asientos aumentan a medida que la rugosidad disminuye entre los valores 1 y 4 m en X. Para los valores

restantes (cercano a las esquinas) se hacen menor los asientos a mayor  $R_{int}$ . La distribución de tensiones es graficada en la figura 4.21b. Se puede ver que a menor  $R_{int}$  las tensiones disminuyen en el centro de la cimentación (entre 1 y 3 en el eje X) pero en los extremos aumentan.

Estos efectos hacen que el coeficiente de balasto disminuya a medida que disminuye  $R_{int}$ . En la figura 4.21c se puede ver que en el centro de la cimentación los valores de  $k$  disminuyen con  $R_{int}$ , y en los extremos estos aumentan con la disminución de  $R_{int}$ .

## CAPÍTULO 5. Análisis de Estructuras de Contención

En el capítulo 4 se presentaron modelos de cimentaciones superficiales para calcular por el método de elementos finitos el coeficiente de balasto vertical en cada caso y posteriormente, en el capítulo 6, compararlo con expresiones analíticas. En el presente capítulo, se realiza una metodología similar a la anterior para calcular el coeficiente de balasto horizontal y compararlo con expresiones analíticas.

La estructura que se modela es la de un muro en pantalla. Debido a que se usa el programa informático Plaxis 2D, este muro tiene un largo que tiende a infinito. Los demás parámetros se asignan al muro, haciéndolos variar para realizar un análisis de sensibilidad. Los parámetros que varían serán: espesor del muro ( $d$ ), módulo elástico del suelo ( $E$ ), la profundidad de la excavación ( $h$ ) y por último se realiza un ejemplo con un muro empotrado en un estrato de suelo rígido.

### 5.1. Modelación en Plaxis

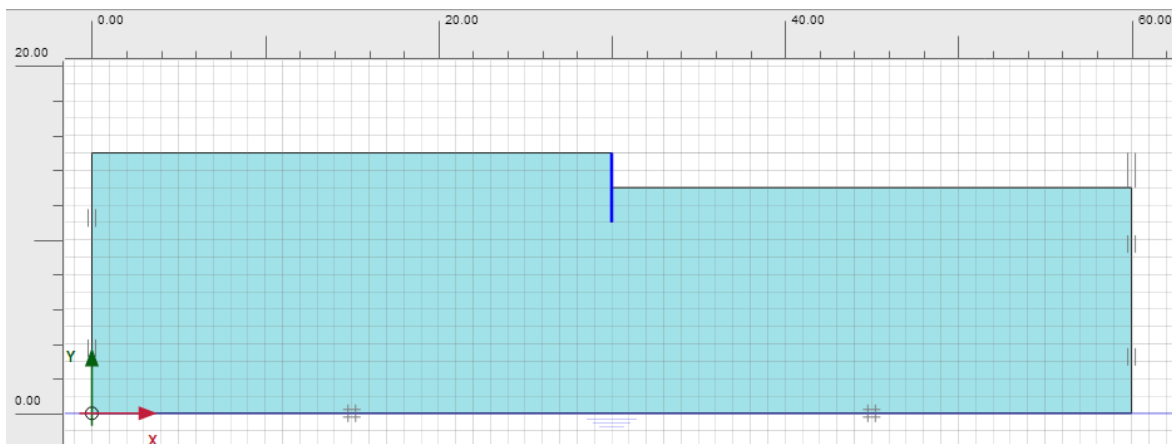
Para obtener el coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ), se debe de obtener primero los desplazamientos horizontales ( $U_x$ ) y las tensiones causadas por la excavación al modelar, tanto activas como pasivas.

Con Plaxis, se modela esta interacción entre suelo y estructura para obtener los parámetros, después con Microsoft Excel se filtran los datos para calcular el coeficiente de balasto horizontal. También, se puede obtener los desplazamientos horizontales y tensiones para observar la variabilidad de la respuesta según los parámetros del modelo que facilitan el análisis de sensibilidad.

Se considera geometría en 2D, en deformación plana. En esta estructura se utilizan dos profundidades de estrato ( $H$ ) con 15 m y 60 m y la longitud del estrato varía en  $4 \cdot H$ , es decir 60 m y 240 m respectivamente. Se utilizan estas dimensiones para apreciar la sensibilidad de los resultados con respecto a su profundidad y para que el dominio sea suficientemente largo con respecto a su profundidad.

El módulo elástico del suelo ( $E$ ) varía entre 10, 100 y 1000 MPa para estudiar los desplazamientos horizontales conforme se hace menos compresible el suelo. El coeficiente de Poisson se mantiene constante en 0,3.

Los movimientos en los contornos se fijan al igual que en el capítulo 4. La capa inferior es rígida (no permite movimientos en ninguna dirección) mientras que en los laterales el suelo se podrá mover libremente en la dirección vertical, mientras que el movimiento horizontal está fijo (figura 5.1).



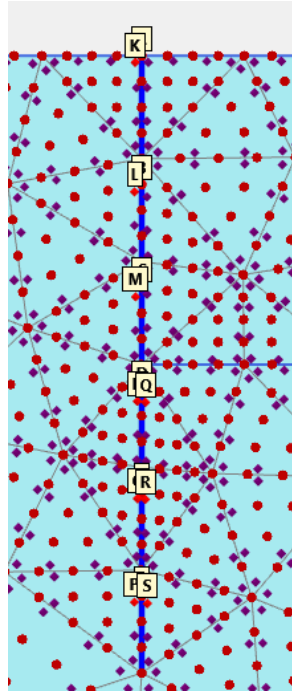
*Figura 5.1: Dominio de 60 m de largo y 15 m de profundidad con un muro de 4 m de alto y una excavación de 2 m.*

El muro se modela en Plaxis mediante una placa. Las dimensiones que varían son el ancho (d) y el largo (l). Los distintos valores para el ancho son de 0,5 m; 1 m y 1,5 m y para el largo se modelan muros con 2 m, 8 m y 15 m. En la tabla 5.1 se resumen los valores asignados y la altura (d) de la zapata.

		Ecuación	Opción 1	Opción 2	Opción 3
<b>Muro de Pantalla</b>	EI (kN*m <sup>2</sup> /m)	$E \cdot (1/12) \cdot 1m \cdot d^3$	1,25E+06	1,00E+07	3,38E+07
	EA (kN/m)	$E \cdot 1m \cdot d$	6,00E+07	1,20E+08	1,80E+08
	d (m)	$(12 \cdot EI/EA)^{1/2}$	0,5	1	1,5

*Tabla 5.1: Parámetros de diseño para los distintos anchos (d) en los muros.*

Antes de iniciar el cálculo se malla la geometría para discretizar el dominio en elementos y así poder aplicar el cálculo por elementos finitos. Cada elemento es de forma triangular y tiene 15 nodos en total. En la figura 5.2 se aprecia el mallado en la zona del muro. También se puede ver los nodos y puntos de Gauss seleccionados para la obtención de los parámetros para calcular  $k_h$ .



*Figura 5.2: Mallado para un muro en pantalla de 4 m de largo, se pueden ver los nodos (rojo) y los puntos tensionales (morado).*

En los nodos se calculan los desplazamientos horizontales ( $U_x$ ). En los puntos tensionales se obtienen las tensiones horizontales ( $\sigma_{xx}$ ) resultante luego de una excavación que siempre se realiza a media profundidad del muro. Interesa escoger puntos de Gauss suficientes para poder dibujar diagramas de presiones activas y pasivas. Con estos datos se calcula el coeficiente de balasto ( $k$ ) para elementos finitos según la ecuación 4.2.

Antes de calcular el modelo se deben de programar las fases de carga. Para los muros también hay tres fases de carga: fase inicial, fase 1 y fase 2. En la fase inicial se modela el dominio del suelo sin el muro. En la fase 1 se agrega el muro (placa). En la fase 2 se excava el terreno, también se anulan los desplazamientos de las fases previas para que el valor calculado sea el generado justo después de la excavación.

Luego del cálculo se extrae los valores de interés en la tabla de resultados. La tabla se filtra según las coordenadas de los nodos y de los puntos tensionales. Con estos datos se calcula el valor de  $k_h$  por punto, con el valor máximo y mínimo se procede a realizar un análisis comparativo entre el MEF y las expresiones analíticas. Con los valores obtenidos también se grafica su tendencia para todos los casos. El objetivo es realizar el análisis de

sensibilidad de parámetros para discutir la influencia en  $k_h$ . Se estudia la influencia en los asientos y en las tensiones aplicadas en todos los casos.

## 5.2. Análisis de Sensibilidad en Estructuras de Contención

Los parámetros que se consideran en el análisis de sensibilidad son: ancho del muro ( $d$ ), módulo elástico del suelo ( $E$ ), profundidad del estrato del suelo ( $H$ ), profundidad de la excavación ( $h$ ) y un muro empotrado en una capa rígida de suelo.

### 5.2.1. Variación del Espesor del Muro

Se modela el estrato de suelo con 15 metros de profundidad un muro de 4 metros de altura. Se excavan los primeros 2 metros de suelo. En figura 5.3 se muestran los resultados de los desplazamientos horizontales ( $U_x$ ), tensiones horizontales ( $\sigma_{xx}$ ) y el coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) de dicho ejemplo, suponiendo un módulo elástico del suelo ( $E$ ) de 100 MPa.

Los desplazamientos horizontales ( $U_x$ ) crecen linealmente con la profundidad del muro en pantalla, se puede apreciar en la figura 5.3a. La variación del ancho del muro no parece tener ningún efecto significativo ni en el comportamiento de  $U_x$  ni en la magnitud.

Las tensiones horizontales (figura 5.3b) comienzan en tracción a 4 m en superficies y luego descienden a medida que el suelo se comprime. No es una ley completamente lineal pero sí se aproxima mucho en la parte activa. En la parte pasiva (lado positivo a partir de 2m), el crecimiento no es lineal e incluso llega a disminuir muy cerca de 1 m del largo del muro para luego aumentar a medida que se acerca a la base (0 m). Una vez más, el valor de " $d$ " no parece afectar las tensiones horizontales.

El coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) dibuja a lo largo del muro, del lado activo, una curva que comienza en tracción y luego termina en la base del muro a compresión, pero en realidad el coeficiente de balasto es positivo. El signo viene dado por la tensión horizontal, según sea el lado activo o pasivo. Como se puede apreciar en la figura 5.3c, el lado pasivo no muestra valores lineales, asemejándose mucho al comportamiento descrito en la figura 5.3b.

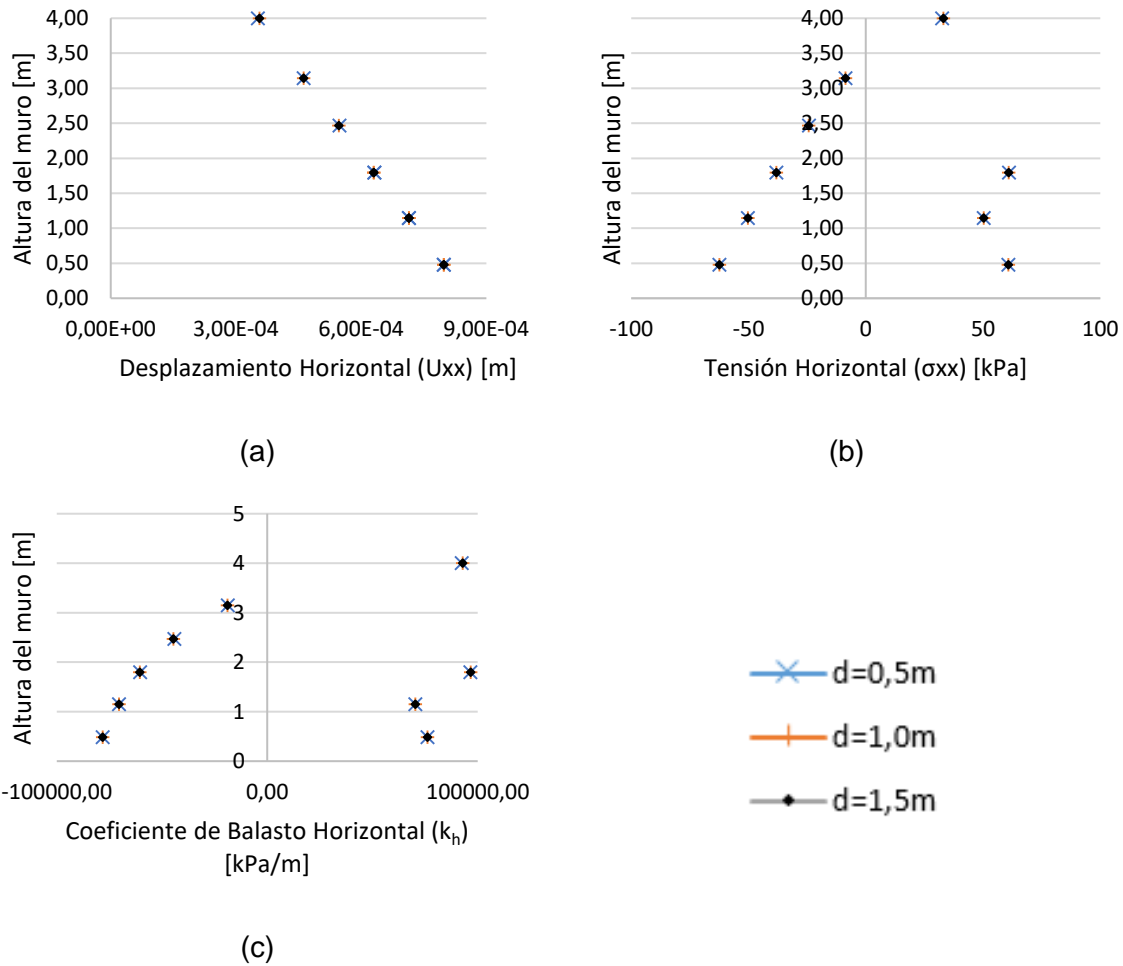


Figura 5.3: Desplazamientos horizontales,  $U_x$  [m] (a), tensiones horizontales,  $\sigma_{xx}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 4 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 100 MPa.

El valor de  $k_h$ , mínimo y máximo, no varía mucho según el ancho del muro. Los valores de  $k_h$  están resumidos en la tabla 5.2, en ella se puede ver que no varía considerablemente la magnitud del coeficiente de balasto horizontal el cambio del ancho del muro de pantalla. En la figura 5.4 se puede apreciar esta tendencia gráficamente. Se afirma que, según este modelo, la esbeltez de la cimentación no afecta significativamente el valor del coeficiente de balasto horizontal máximo y mínimo. Cabe acotar que los valores del coeficiente de balasto horizontal no son constantes y varían con la posición en la cual se calcule.

E=100 MPa	0,5m	1m	1,5m
kh mín (kPa/m)	18658	18817	18837
kh máx (kPa/m)	96606	96703	96714

Tabla 5.2: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad y E=100 MPa.

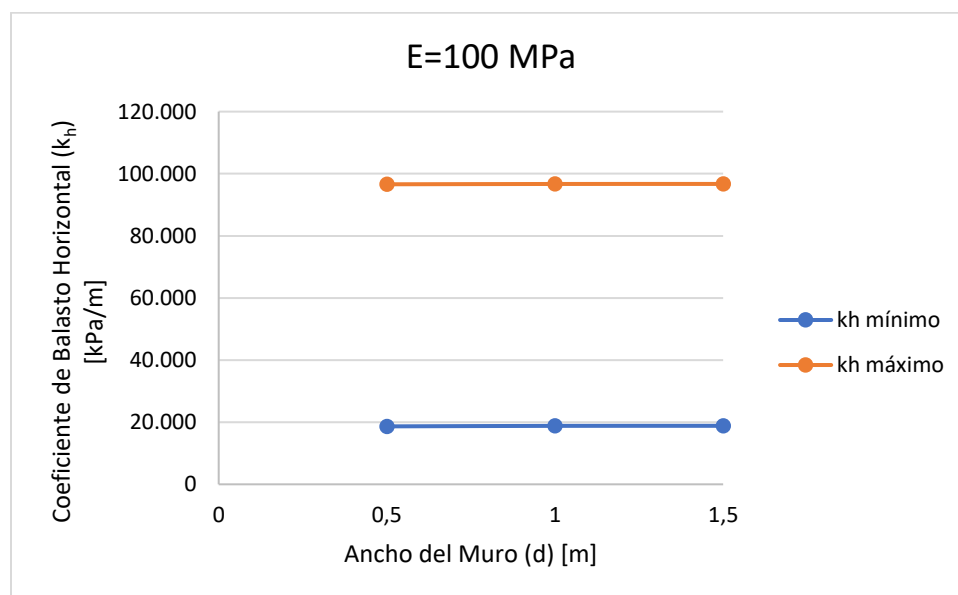


Figura 5.4: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo y máximo en función del ancho del muro en pantalla modelado en un suelo con 15 m de profundidad y E=100 MPa.

### 5.2.2. Variación del Módulo Elástico del Suelo

Se toma en cuenta el mismo modelo del apartado anterior. El modelo se calcula para valores de E del suelo igual a 10 y 1000 MPa. A continuación, se discutirán los resultados tanto del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) como de las tensiones horizontales a lo largo del muro ( $\sigma_{xx}$ ) y el desplazamiento horizontal ( $U_x$ ) para los casos extremos de 10 MPa y 1000 MPa.

En las figuras 5.5a y 5.6a se pueden apreciar que los desplazamientos horizontales evolucionan de la misma manera con la profundidad y tampoco varía con "d". Con E=10 MPa los desplazamientos horizontales son mayores debido a que el suelo es más



compresible y pasa lo contrario para  $E=1000$  MPa, el suelo es más rígido y se deforma menos.

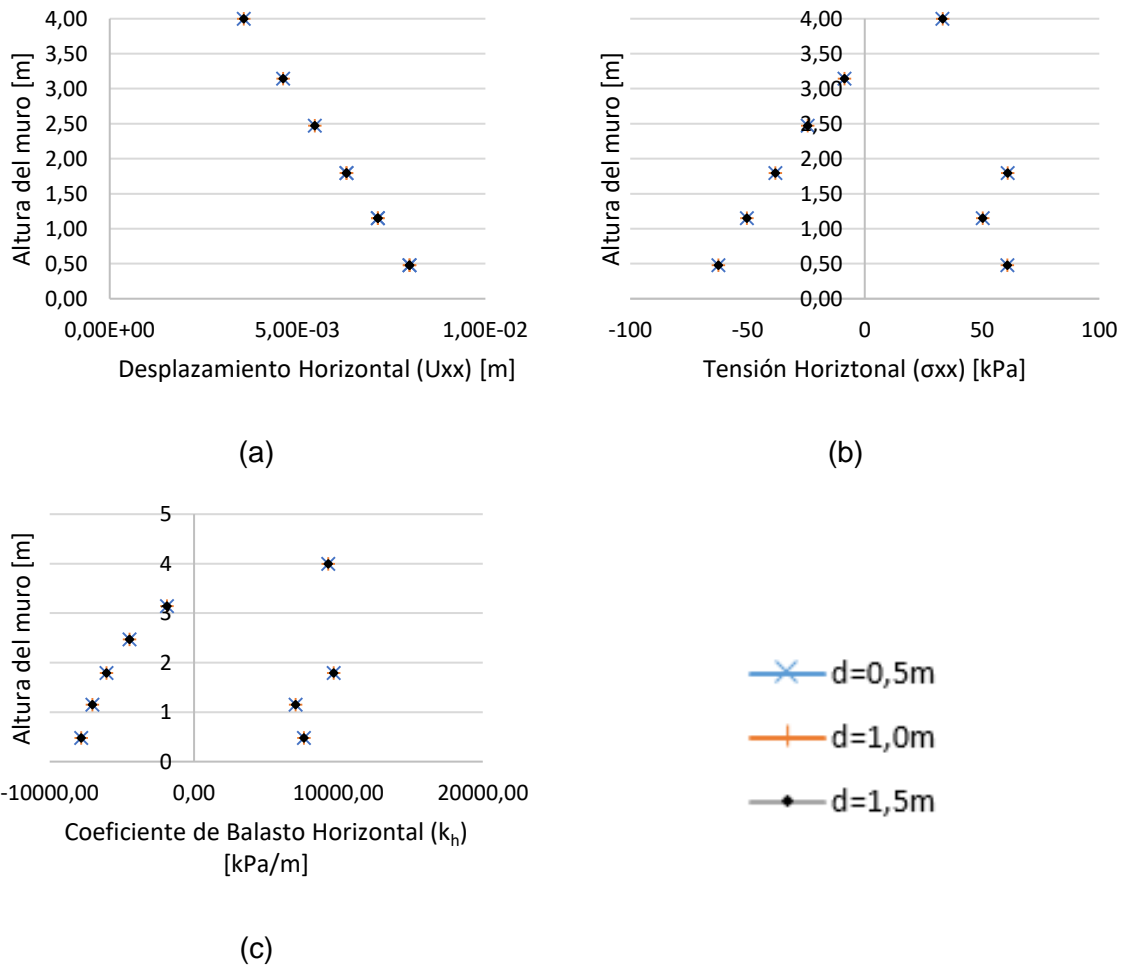


Figura 5.5: Desplazamientos horizontales,  $U_x$  [m] (a), tensiones horizontales,  $\sigma_{xx}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 4 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 10 MPa.

Para el suelo blando ( $E=10$  MPa) las tensiones son muy uniformes para los tres valores de " $d$ " (figura 5.5b) El suelo menos compresible de  $E=1000$  MPa presenta magnitudes muy similares de tensiones horizontales, en la figura 5.6b se puede observar tanto del lado activo como el pasivo.

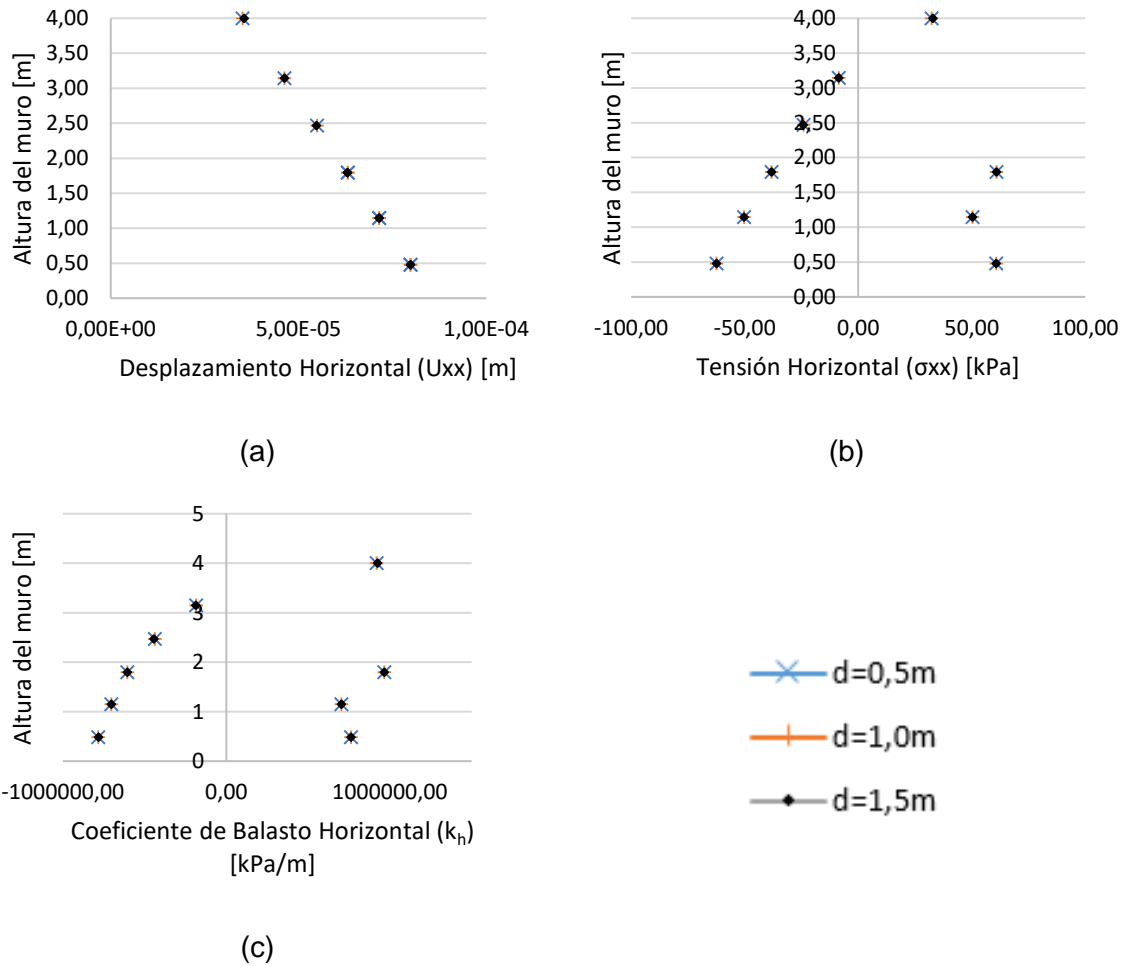


Figura 5.6: Desplazamientos horizontales,  $U_x$  [m] (a), tensiones horizontales,  $\sigma_{xx}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 4 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 1000 MPa.

El coeficiente de balasto horizontal varía considerablemente en magnitud. Para un  $E=10$  MPa los valores de  $k_h$  (figura 5.5c) se pueden ver en la tabla 5.3, con  $E=1000$  MPa (figura 5.6c) en la tabla 5.4. La variación en magnitud en  $k_h$  es del mismo orden que la variación del parámetro  $E$  debido a que al aumentar disminuye  $U_x$  causando un aumento en  $k_h$ .

La tendencia del parámetro  $k_h$  para  $E=10$  MPa (figura 5.7) y  $E=1000$  MPa (figura 5.8) es lineal y varía muy poco con " $d$ ". El ancho del muro no es un parámetro muy sensible en el resultado del coeficiente de balasto horizontal para este tipo de estructuras.

E=10 MPa	0,5m	1m	1,5m
kh mín (kPa/m)	1883	1885	1885
kh máx (kPa/m)	9671	9672	9672

Tabla 5.3: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad y E=10 MPa.

E=1000 MPa	0,5m	1m	1,5m
kh mín (kPa/m)	184807	184807	186798
kh máx (kPa/m)	965492	965492	966519

Tabla 5.4: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad y E=1000 MPa.

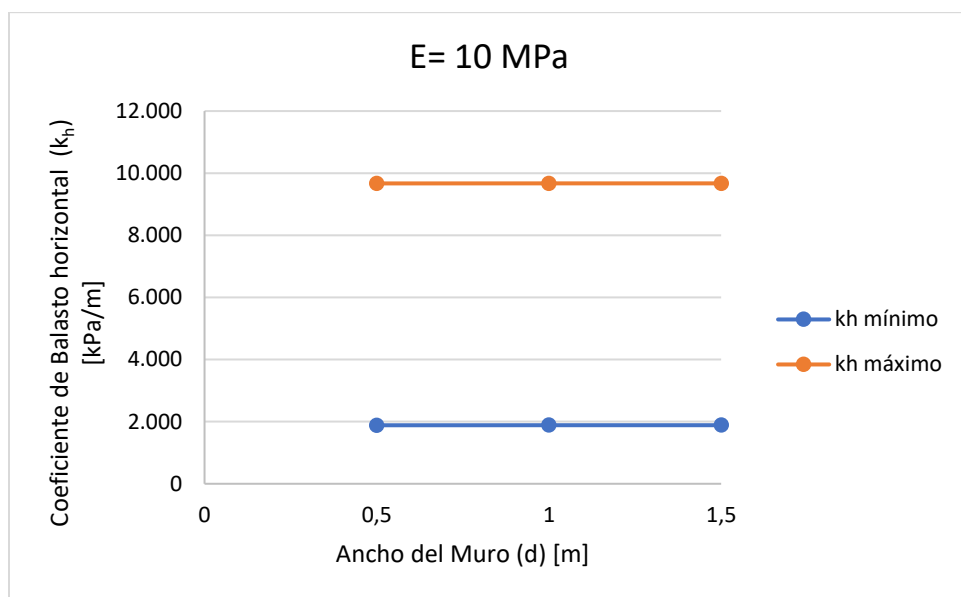
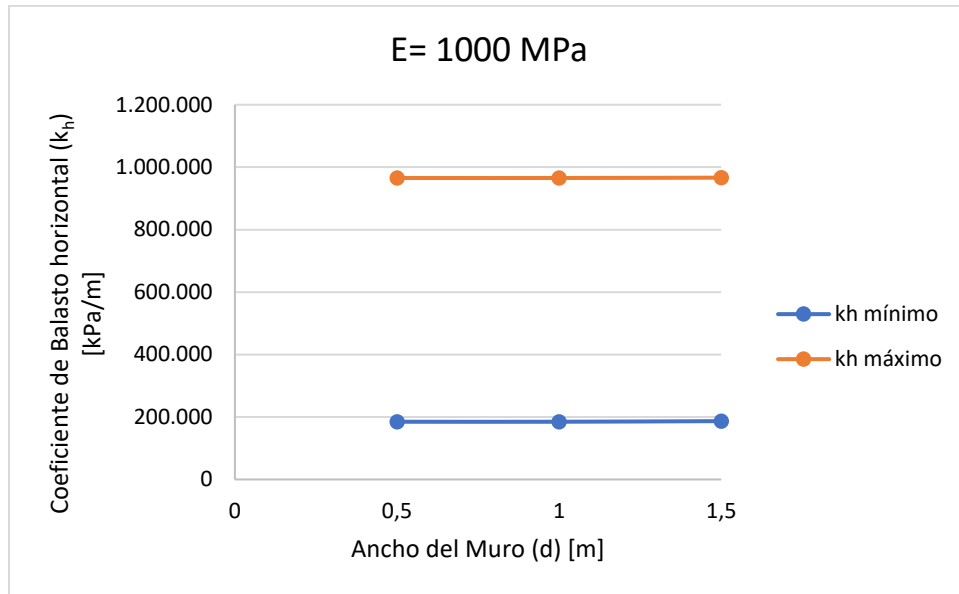


Figura 5.7: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo y máximo en función del ancho del muro en pantalla modelado en un suelo con 15 m de profundidad y E=10 MPa.



*Figura 5.8: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo y máximo en función del ancho del muro en pantalla modelado en un suelo con 15 m de profundidad y  $E=1000$  MPa.*

### 5.2.3. Variación de la Profundidad de la Excavación

El siguiente ejemplo muestra la modelación de un muro en pantalla de 8 m de largo (l), el suelo tiene un módulo elástico de 100 MPa con una profundidad de 60 m y un largo de 240 m. En la figura 5.9a se aprecia el mismo comportamiento en los desplazamientos horizontales (crecen con la profundidad). Debido a que la excavación es mayor los desplazamientos son también mayores.

La distribución de tensiones horizontales (figura 5.9b) es igual que en el caso 5.2.1, tanto para el lado activo como el pasivo. La magnitud sin embargo aumenta.

El coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) disminuye con respecto al muro de pantalla con largo de 4 m (figura 5.9c), esto es debido al aumento en los desplazamientos. Los valores máximos y mínimos de  $k_h$  están resumidos en la tabla 5.5. Cabe acotar, que para este caso la influencia del parámetro “d” también es poco significativa.

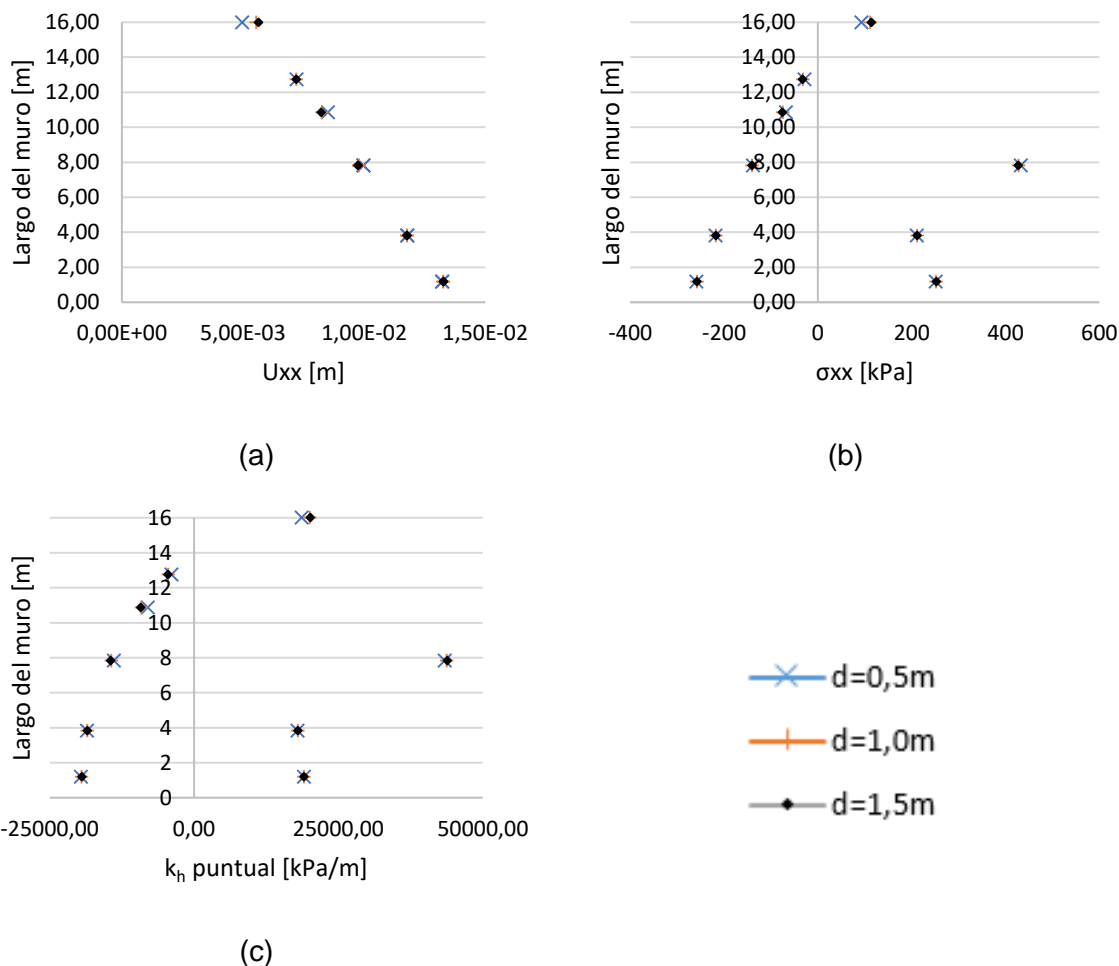
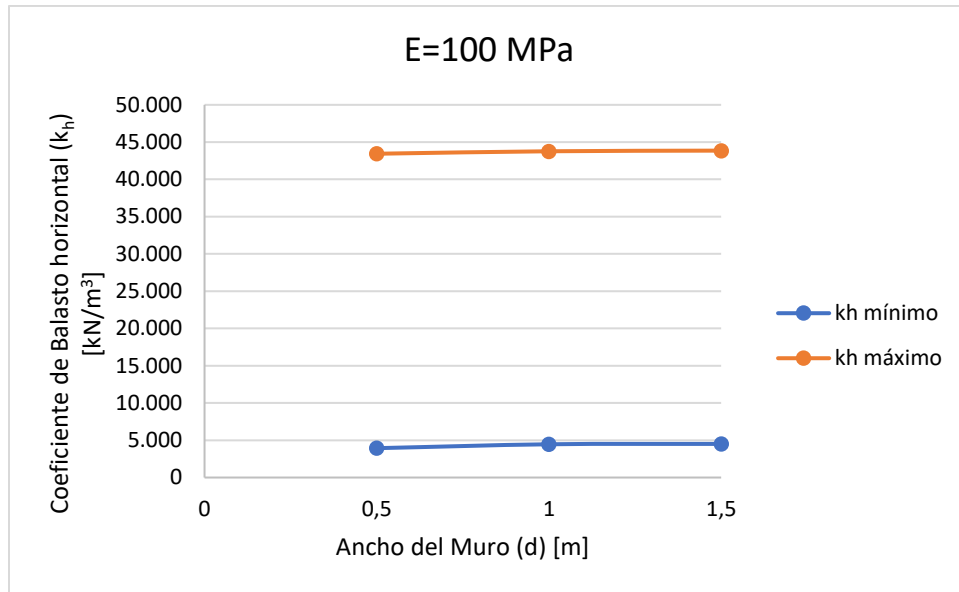


Figura 5.9: Desplazamientos horizontales,  $U_x$  [m] (a), tensiones horizontales,  $\sigma_{xx}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 8 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 100 MPa.

E=100 MPa	0,5m	1m	1,5m
kh mín (kPa/m)	3936	4461	4511
kh máx (kPa/m)	43440	43771	43858

Tabla 5.5: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 8 m de largo, sobre un suelo con 60 m de profundidad y  $E=100$  MPa.



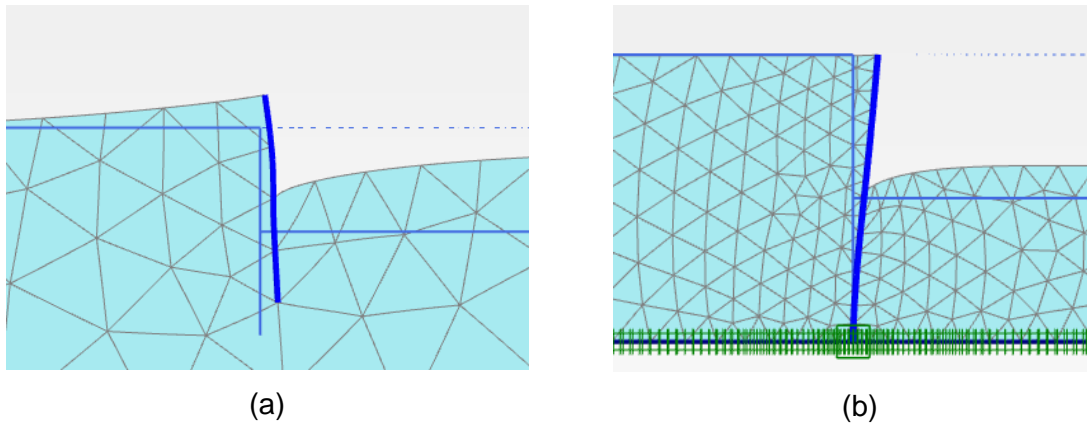
*Figura 5.10: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo y máximo en función del ancho del muro en pantalla modelado en un suelo con 60 m de profundidad y  $E=100$  MPa.*

Se observa en la figura 5.10 que la tendencia del módulo de balasto no varía significativamente al variar el ancho del muro ( $d$ ). El comportamiento al aumentar la excavación es similar al observado en el caso explicado en el apartado 5.2.1. Quizás se debe a que la excavación fue modelada para coincidir con la mitad del largo del muro en ambos casos.

#### 5.2.4. Muro en Pantalla Empotrado en un Estrato Rígido

A lo largo de los casos se observa un comportamiento creciente, en función a la profundidad, de los desplazamientos horizontales. Esto es posible en un muro pantalla en un suelo que se comporta elásticamente y se puede apreciar en la deformada (figura 5.11a).

En la realidad, un muro conviene que esté fundado en una capa de suelo con suficiente rigidez para que este actúe estructuralmente como un elemento empotrado. Esta consideración hace que la deformada de un muro sea tal que sus desplazamientos horizontales decrezcan con la profundidad y tienden a ser nulos en su base (figura 5.11b).



*Figura 5.11: Muros en pantalla modelados en un estrato de suelo con comportamiento elástico-lineal, libre (a) y empotrado (b).*

Debido a esto, en este apartado se estudia un muro pantalla teniendo en cuenta esta consideración de diseño. El muro pantalla que se presenta en este caso es de 15 m de altura y está modelado en un estrato de suelo con una profundidad de 15 m y 60 m de largo en horizontal ( $E=100$  MPa) excavado 7,5m. El muro está empotrado en la base de este estrato de suelo, y se tomarán en cuenta los tres valores del ancho que se han venido estudiando.

Los desplazamientos horizontales (figura 5.12a) en el muro pantalla empotrado disminuyen con la profundidad y tienden a cero en el punto de empotramiento. Las tensiones horizontales graficadas en la figura 5.12b tienen el mismo comportamiento que en los otros casos. La zona de empujes activos comienza en tracción y con la profundidad aumenta y pasa a compresión. La zona pasiva no evoluciona linealmente al principio, aunque los últimos dos puntos se aprecia un crecimiento lineal.

En la figura 5.12c se aprecia la evolución del coeficiente de balasto horizontal en el muro pantalla empotrado. Crece con la profundidad debido a la drástica disminución de los desplazamientos horizontales a medida que la profundidad aumenta y se acerca al punto de empotramiento.

En la tabla 5.6 se pueden ver las magnitudes máximas y mínimas del coeficiente de balasto horizontal. Se observa la influencia del parámetro “d”, hace aumentar el coeficiente de balasto horizontal, cuando el muro está empotrado, a medida que el ancho del muro pantalla aumenta.

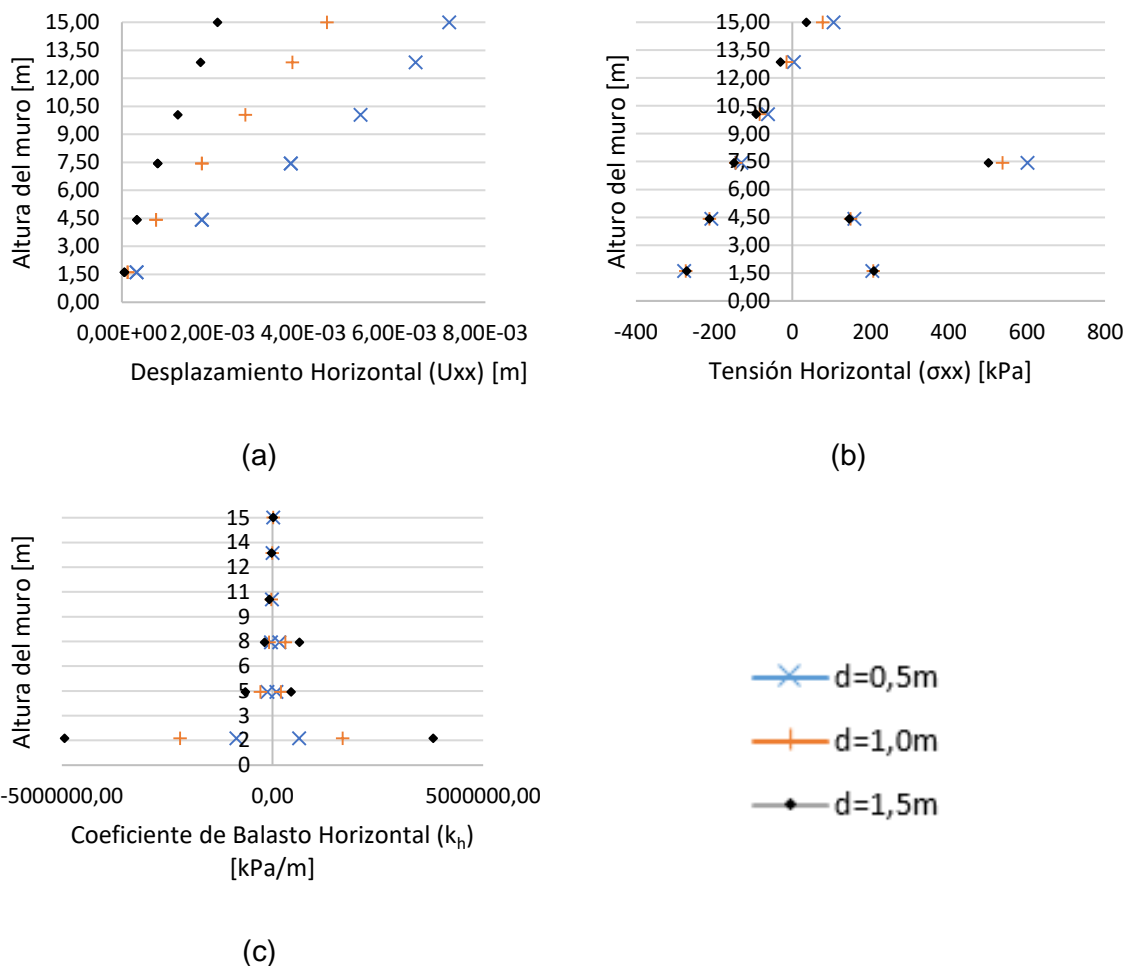


Figura 5.12: Desplazamientos horizontales,  $U_x$  [m] (a), tensiones horizontales,  $\sigma_{xx}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 15 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 100 MPa.

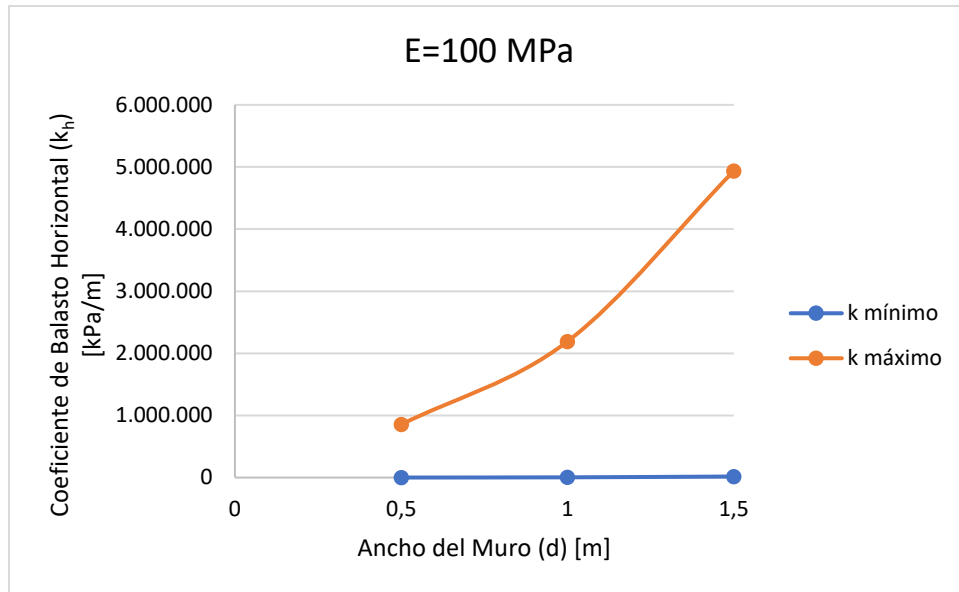
E=100 MPa	0,5m	1m	1,5m
kh mín (kPa/m)	591	3891	17072
kh máx (kPa/m)	854008	2191530	4936330

Tabla 5.6: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 15 m de largo, sobre un suelo con 60 m de profundidad y  $E=100$  MPa.

Las tendencias de cambio para  $k_h$  máximo y mínimo se grafica en la figura 5.13. Los valores mínimos corresponden a la zona activa, en la transición entre la parte en tracción hacia la parte en compresión de las tensiones horizontales. Por su parte, los valores



máximos aumentan considerablemente con el aumento del espesor, esto se debe a que a medida que el espesor aumenta los desplazamientos horizontales cerca de la base del muro disminuyen tanto que tienden a cero.



*Figura 5.13: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo (azul) y máximo (naranja) en función del ancho del muro en pantalla con 15 m de largo, modelado en un suelo con 15 m de profundidad y  $E=100$  MPa.*

#### 5.2.5. Variación de la Profundidad de Excavación para un Muro en Pantalla Empotrado en un Estrato Rígido

Teniendo en consideración el muro empotrado presentado anteriormente, ahora se estudia el efecto de la profundidad de excavación para estos muros. Las excavaciones variarán en 3,75m; 7,50m y 11,25m.

En las figuras 5.14a, 5.15a y 5.16a se pueden observar los desplazamientos horizontales del muro pantalla empotrado para una excavación de 3,75m; 7,50m y 11,25m respectivamente.  $U_x$  disminuye al aumentar la profundidad del muro. Las tensiones horizontales (figuras 5.14b, 5.15b y 5.16b) muestran el mismo comportamiento que en la figura 5.13b en las zonas activas y pasivas. Debido a las magnitudes de  $U_x$ , el coeficiente de balasto horizontal crece con la profundidad (figuras 5.14c, 5.15c y 5.16c) y cerca a la

base la magnitud es considerablemente mayor que en el resto del muro (debido a que  $U_x$  tiende a un valor nulo).

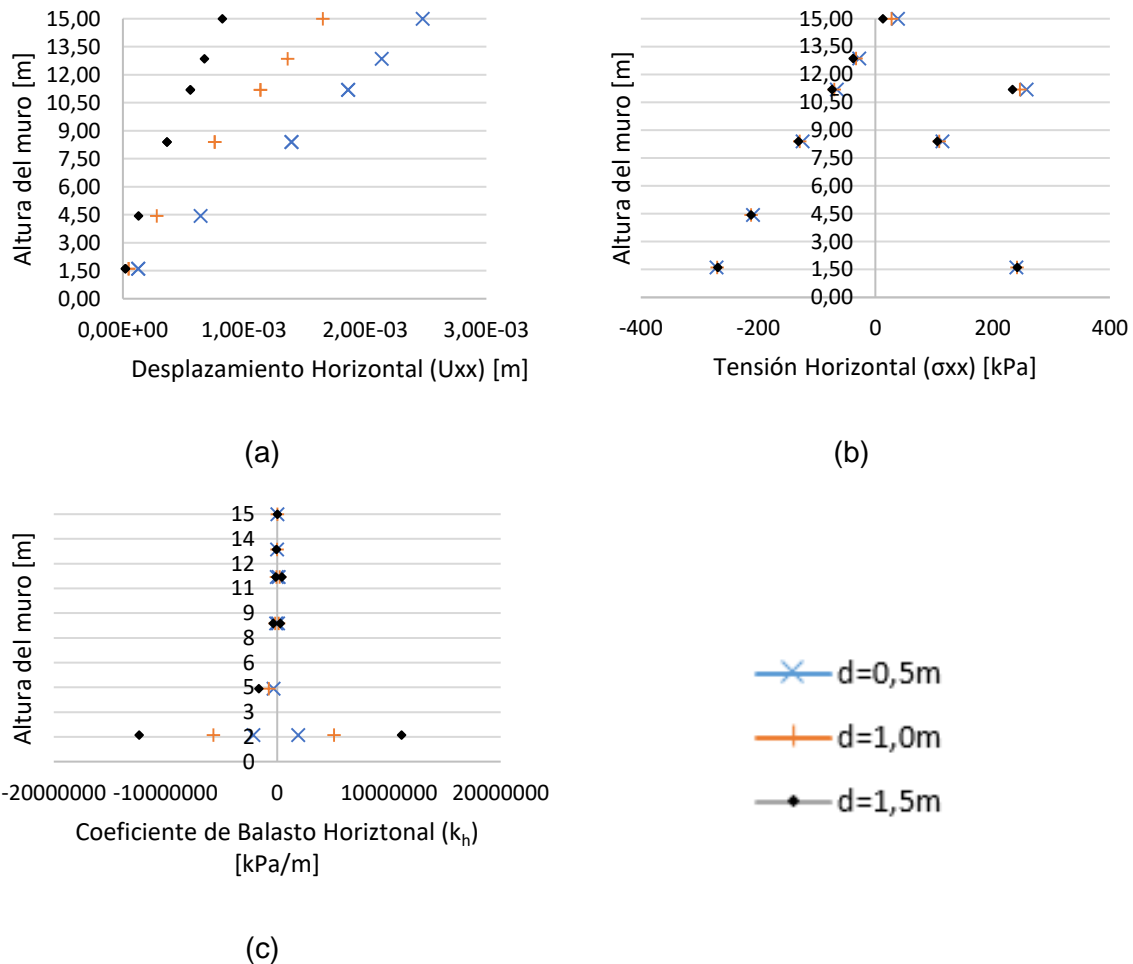


Figura 5.14: Desplazamientos horizontales,  $U_x$  [m] (a), tensiones horizontales,  $\sigma_{xx}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 15 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 100 MPa en una excavación de 3,75m.

En la tabla 5.7 se pueden ver las magnitudes máximas y mínimas del coeficiente de balasto horizontal para las tres excavaciones. Las magnitudes máximas aumentan con el ancho del muro “d” pero las mínimas siguen otra tendencia. Estas tendencias se pueden observar en las figuras 5.17 y 5.18 para  $k_h$  mínimo y  $k_h$  máximo respectivamente.

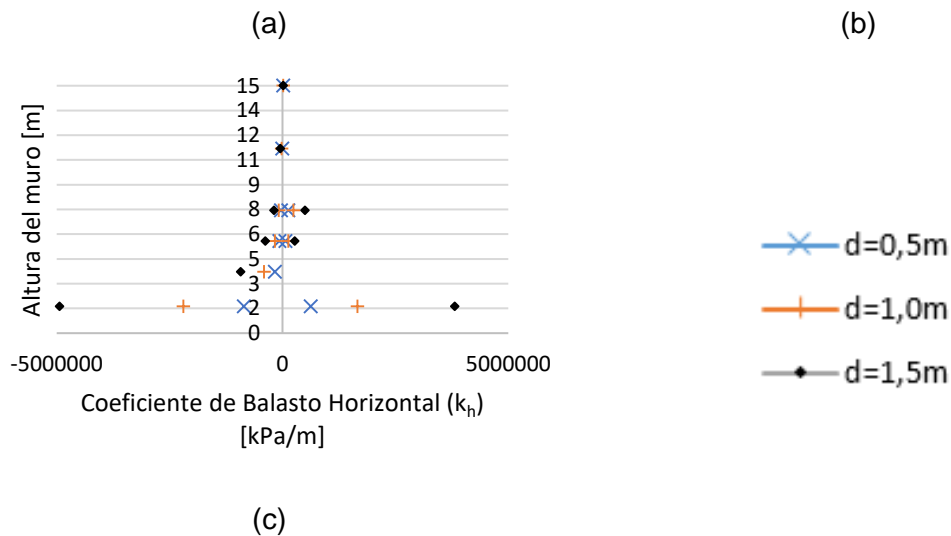
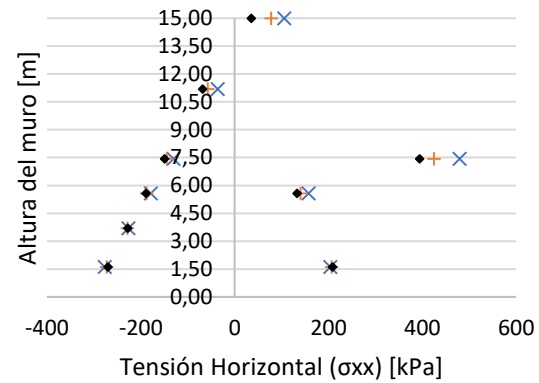
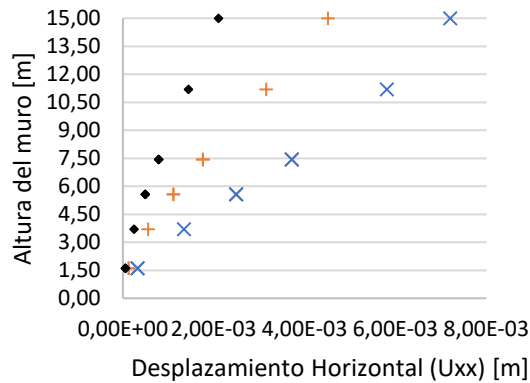


Figura 5.15: Desplazamientos horizontales,  $U_x$  [m] (a), tensiones horizontales,  $\sigma_{xx}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 15 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 100 MPa en una excavación de 7,50m.

Las tendencias del coeficiente de balasto horizontal mínimo alcanzan un valor a partir de cierto ancho que varía muy poco en magnitud al aumentar  $d$ , debido a que el muro pantalla se hace rígido y no permite un desplazamiento horizontal que haga crecer el valor de  $k_h$  (figura 5.17). Se observa un pico en la figura, esto es debido al curvado automático del programa Excel.

La tendencia para  $k_h$  máx es ascendente a medida que el ancho aumenta (figura 5.18). La diferencia en magnitudes es considerable debido a la disminución de los desplazamientos horizontales al aumentar “ $d$ ” (el muro se hace más rígido).

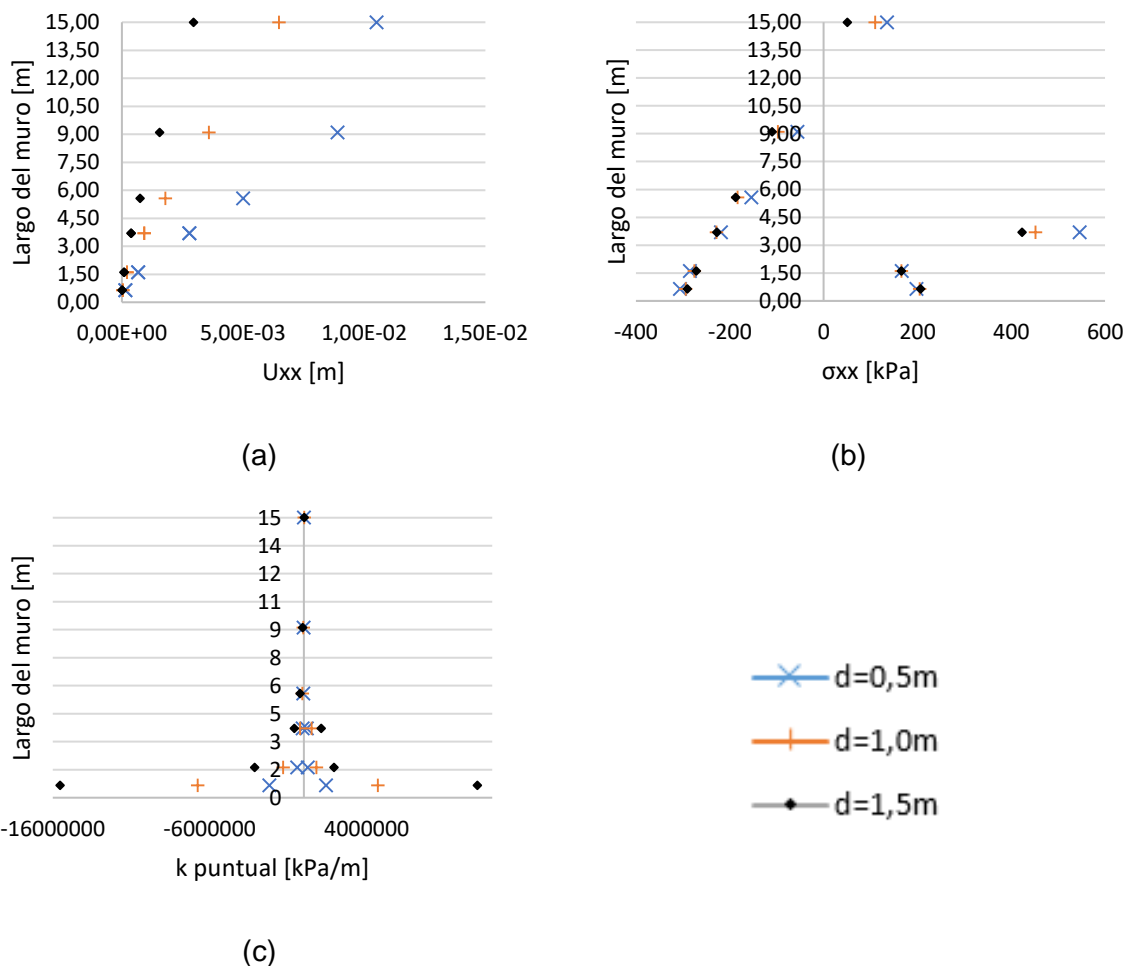


Figura 5.16: Desplazamientos horizontales,  $U_x$  [m] (a), tensiones horizontales,  $\sigma_{xx}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 15 m de largo y un módulo elástico del suelo igual a 100 MPa en una excavación de 11,25m.

Excavación (m)	E=100 MPa	0,5m	1m	1,5m
3,75	kh mín (kPa/m)	12999	16799	15807
	kh máx (kPa/m)	2137076	5701005	12368494
7,5	kh mín (kPa/m)	6219	17245	17072
	kh máx (kPa/m)	853858	2191025	4935196
11,25	kh mín (kPa/m)	6277	16918	17049
	kh máx (kPa/m)	2188788	6770213	15525058

Tabla 5.7: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 15 m de largo y un suelo de igual profundidad con  $E=100$  MPa y una excavación de 3,75m.

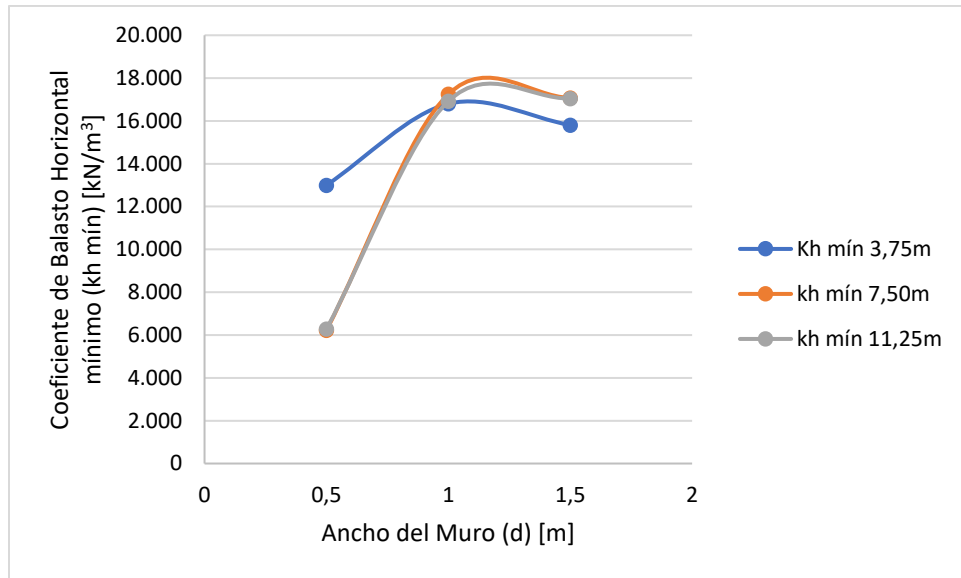


Figura 5.17: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo ( $k_h$  mín) en función del ancho del muro en pantalla con 15 m de largo, modelado en un suelo con 15 m de profundidad y  $E=100$  MPa variando las excavaciones entre 3,75m; 7,50m y 11,25m.

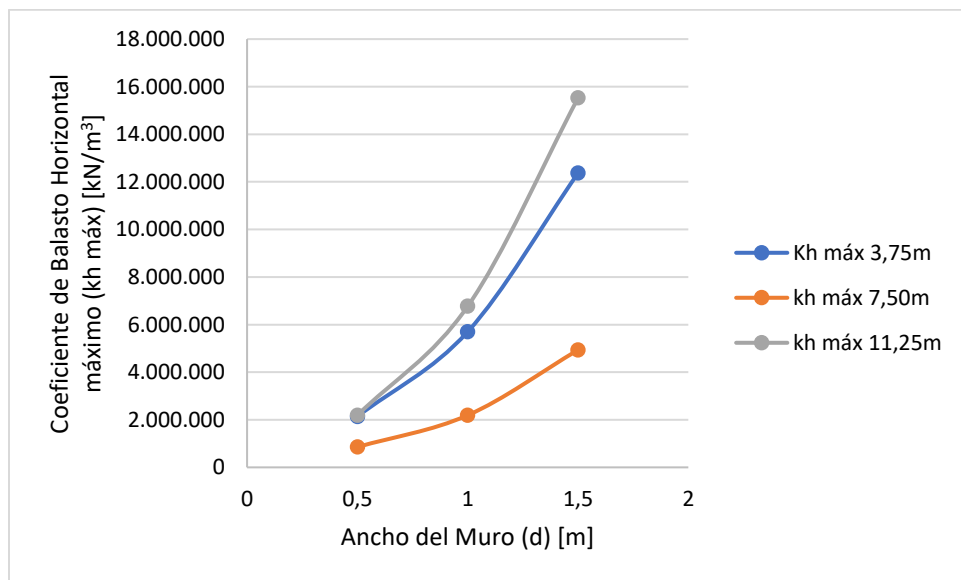


Figura 5.18: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal máximo ( $k_h$  máx) en función del ancho del muro en pantalla con 15 m de largo, modelado en un suelo con 15 m de profundidad y  $E=100$  MPa variando las excavaciones entre 3,75m; 7,50m y 11,25m.

### 5.3. Análisis de Sensibilidad en Estructuras de Contención con Mohr-Coulomb

En la práctica de lo ingeniería se usa con frecuencia el ábaco de Chadeisson para estimar el coeficiente de balasto horizontal de un suelo (ver 2.5.1). Debido a que este ábaco está en función de la cohesión ( $c'$ ) y el ángulo de fricción interna del suelo ( $\phi'$ ) se modela el muro en pantalla con un suelo cuyo comportamiento se rige por el modelo Mohr-Coulomb.

Se toman dos ejemplos, el primero con  $c'=0$  kPa y  $\phi'=30^\circ$  (figura 5.19) y para el segundo un  $c'=50$  kPa y  $\phi'=20^\circ$  (figura 5.21). Se comparan con los resultados del muro de pantalla modelado en un suelo con comportamiento elástico lineal, el ejemplo en el apartado 5.2.1.

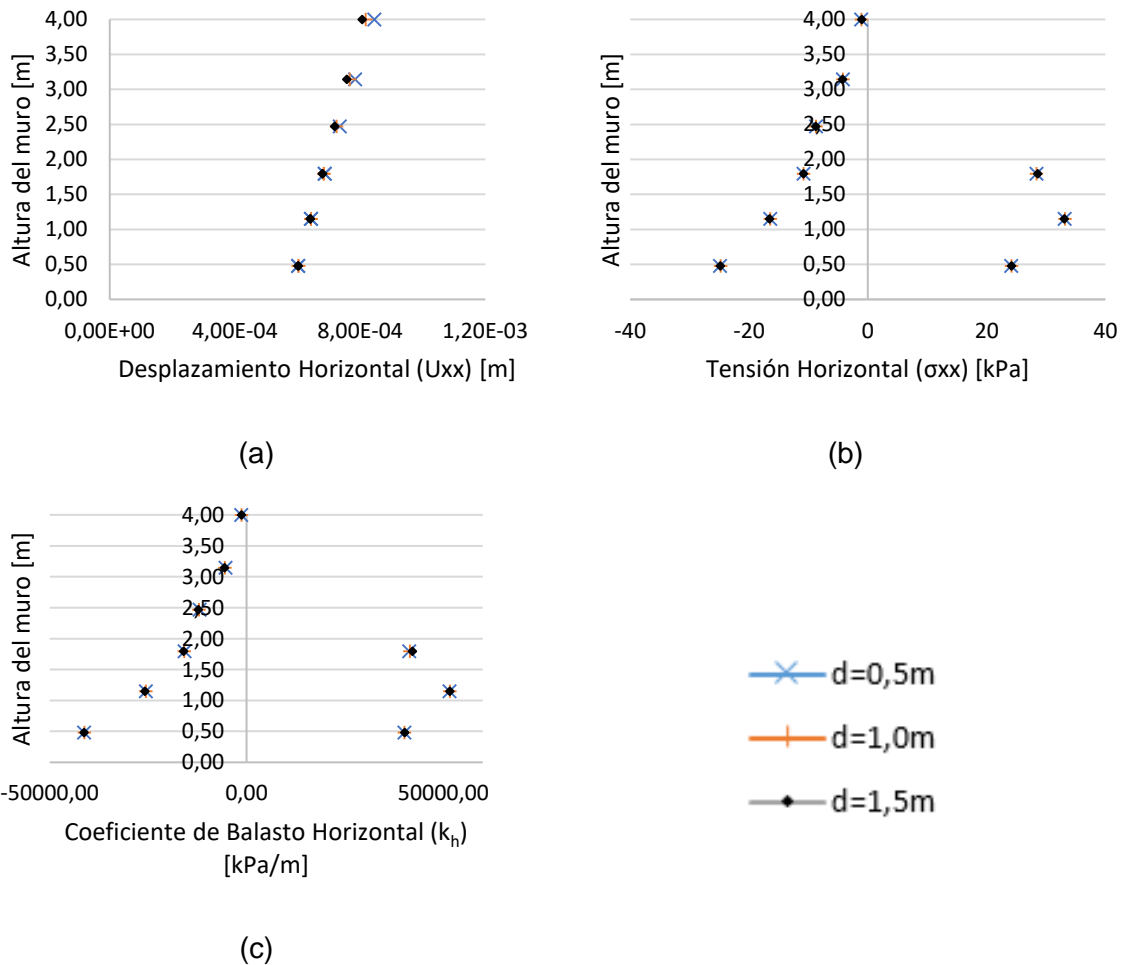


Figura 5.19: Desplazamientos horizontales,  $U_x$  [m] (a), tensiones horizontales,  $\sigma_{xx}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 4 m de largo modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=0$  kPa y  $\phi'=30^\circ$ ) y  $E=100$  MPa.

En la figura 5.19a se observan los desplazamientos horizontales ( $U_x$ ) los cuales disminuyen con la altura del muro. El cambio de modelo a Mohr-Coulomb le agrega parámetros de resistencia al suelo, es decir que puede llegar a rotura. Para este caso, debido a la cohesión nula, el suelo rompe y muestra un comportamiento plástico (de rotura). En M-C las tensiones horizontales pico (figura 5.19b) son menores que en el modelo elástico. No se aprecia la tracción en el tope del muro ( $L=4\text{m}$ ).

El coeficiente de balasto horizontal (figura 5.19c) disminuye al utilizar un modelo Mohr-Coulomb, esto es debido a la disminución de tensiones horizontales aplicadas sobre el muro. Al igual que en el modelo elástico,  $k_h$  aumenta con la profundidad, pero en este caso también se debe a que los desplazamientos horizontales disminuyen y las tensiones horizontales aplicadas sobre el muro aumentan con la profundidad.

En la tabla 5.8 se pueden observar los valores del coeficiente de balasto horizontal mínimos y máximos en función de “d”. Se puede apreciar que  $k_h$  no es muy sensible a los cambios del ancho del muro. El valor mínimo disminuye con el aumento de “d” y el máximo aumenta.

<b>E=100 MPa</b>	<b>0,5m</b>	<b>1m</b>	<b>1,5m</b>
<b>kh mín (kPa/m)</b>	1332	1290	1286
<b>kh máx (kPa/m)</b>	51560	51623	51622

*Tabla 5.8: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=0\text{ kPa}$  y  $\phi'=30^\circ$ ) y  $E=100\text{ MPa}$ .*

En la figura 5.20 se puede apreciar la poca sensibilidad del coeficiente de balasto horizontal a la variación del ancho del muro “d”. Además de esto, en comparación con el modelo elástico lineal, el valor disminuye casi a la mitad. Esto da una idea de lo arriesgado que puede resultar modelar el suelo elástico lineal en el cálculo del coeficiente de balasto para una estructura de contención.

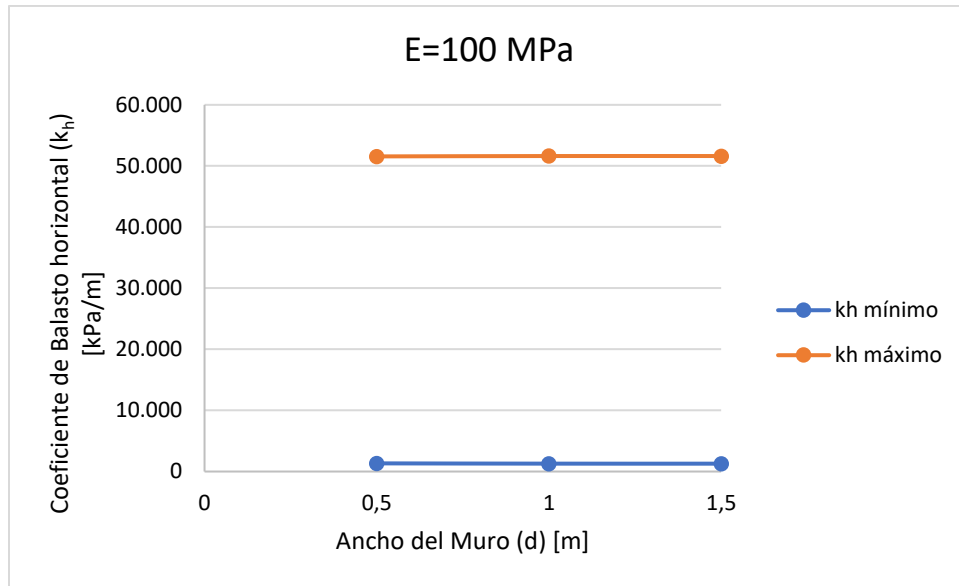


Figura 5.20: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo y máximo para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=0$  kPa y  $\varphi'=30^\circ$ ) y  $E=100$  MPa.

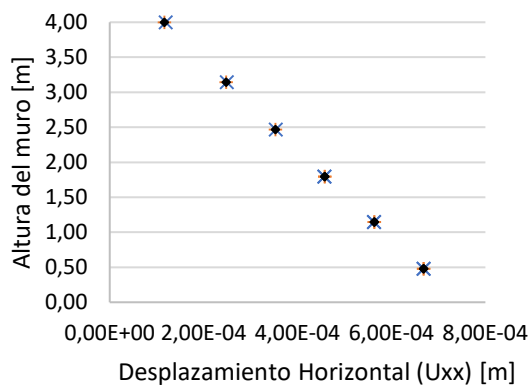
En la figura 5.21a se puede apreciar por los desplazamientos horizontales (que aumentan con la profundidad) que el suelo se comporta como elástico lineal, es decir no ha fallado. Esto es debido al valor de  $c'=50$  kPa, lo cual hace el suelo más resistente que en el ejemplo anterior.

Las tensiones horizontales aplicadas al suelo son iguales que el caso anterior ya que no cambian las condiciones de la excavación ni se agregan cargas externas (5.21b).

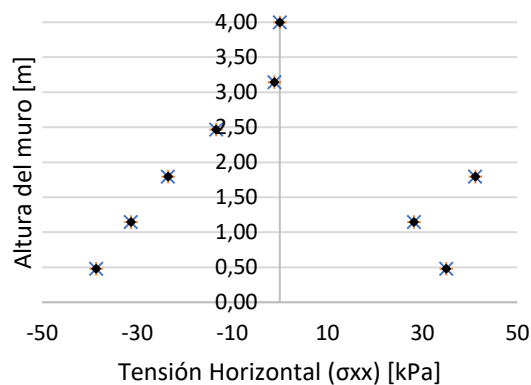
El coeficiente de balasto horizontal aumenta (figura 5.21c) como consecuencia del comportamiento elástico del suelo. La distribución de los valores concuerda con los ejemplos anteriores.

En la tabla 5.9 se aprecian los valores mínimos y máximos del coeficiente de balasto horizontal calculado con distintas " $d$ ". Se aprecia que " $d$ " no es un valor que afecte mucho el resultado del coeficiente de balasto horizontal. Se puede apreciar esta tendencia en la figura 5.17.

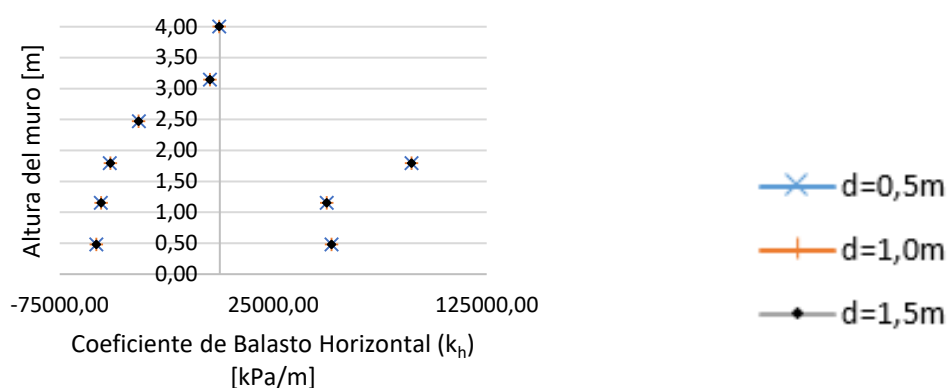




(a)



(b)



(c)

Figura 5.21: Desplazamientos horizontales,  $U_x$  [m] (a), tensiones horizontales,  $\sigma_{xx}$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto horizontal ( $k_h$ ) (c) para un muro en pantalla de 4 m de largo modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=50$  kPa y  $\varphi'=20^\circ$ ) y  $E=100$  MPa.

E=100 MPa	0,5m	1m	1,5m
k mín (kN/m <sup>3</sup> )	209	219	220
k máx (kN/m <sup>3</sup> )	89863	89817	89812

Tabla 5.9: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kN/m<sup>3</sup>) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=50$  kPa y  $\varphi'=20^\circ$ ) y  $E=100$  MPa.

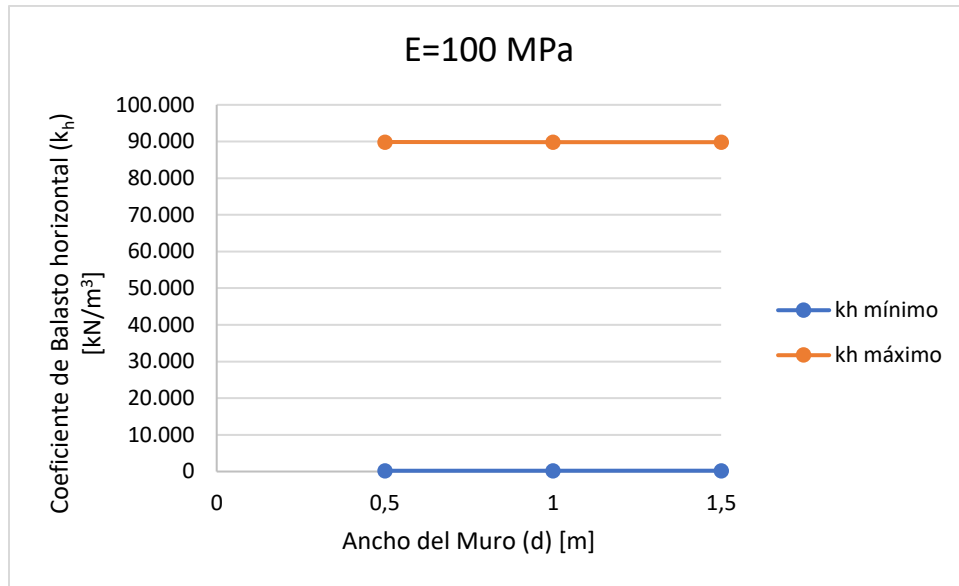


Figura 5.22: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo y máximo para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=50$  kPa y  $\phi'=20^\circ$ ) y  $E=100$  MPa.

Como se puede apreciar de las observaciones realizadas en el capítulo 4, si el módulo elástico del suelo ( $E$ ) disminuye a 10 MPa, el coeficiente de balasto disminuirá, de manera aproximada, entre 10 con respecto al  $k$  para  $E=100$  MPa. En cambio, si aumenta a 1000 MPa,  $k$  será aproximadamente 10 veces más grande que el coeficiente de balasto para  $E=100$  MPa (ver tablas 5.10 y 5.11). La tendencia del  $k_h$  para los dos casos de M-C se pueden apreciar en las figuras 5.23 y 5.24.

		0,5m	1m	1,5m
<b>E=10 Mpa</b>	kh mín (kPa/m)	127	133	132
	kh máx (kPa/m)	51655	5156	5153
<b>E=1000 Mpa</b>	kh mín (kPa/m)	10838	13633	12910
	kh máx (kPa/m)	512163	515449	516177

Tabla 5.10: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo ( $k_h$ ) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=0$  kPa y  $\phi'=30^\circ$ ) y  $E=10$  MPa y 1000 MPa.

		0,5m	1m	1,5m
E=10 Mpa	kh mín (kPa/m)	22	22	22
	kh máx (kPa/m)	8982	8981	8981
E=1000 Mpa	kh mín (kPa/m)	2041	2042	2150
	kh máx (kPa/m)	902543	898519	898137

Tabla 5.11: Valores del coeficiente de balasto horizontal mínimo y máximo (kPa/m) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=50$  kPa y  $\phi'=20^\circ$ ) y  $E=10$  MPa y 1000 MPa.

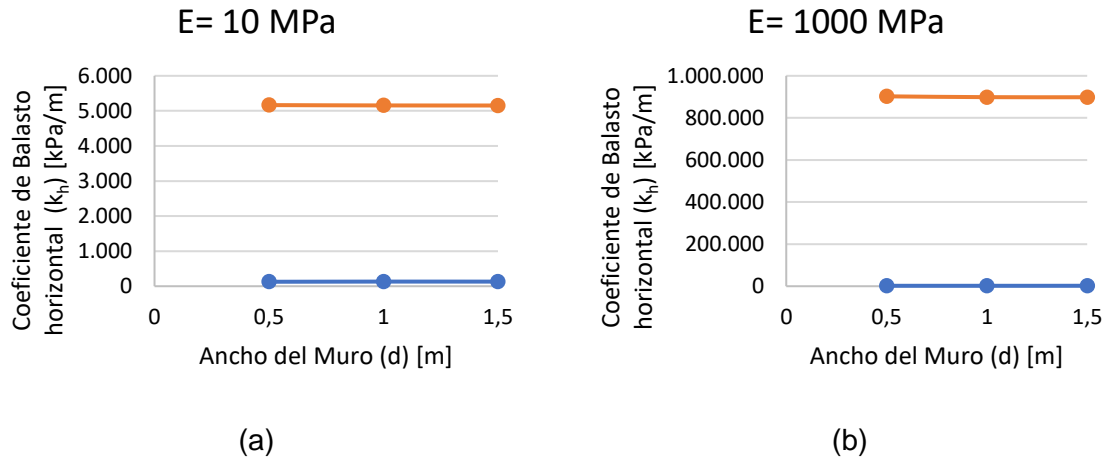


Figura 5.23: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo (azul) y máximo (naranja) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=0$  kPa y  $\phi'=30^\circ$ ) y  $E=10$  MPa (a) y 1000 MPa (b).

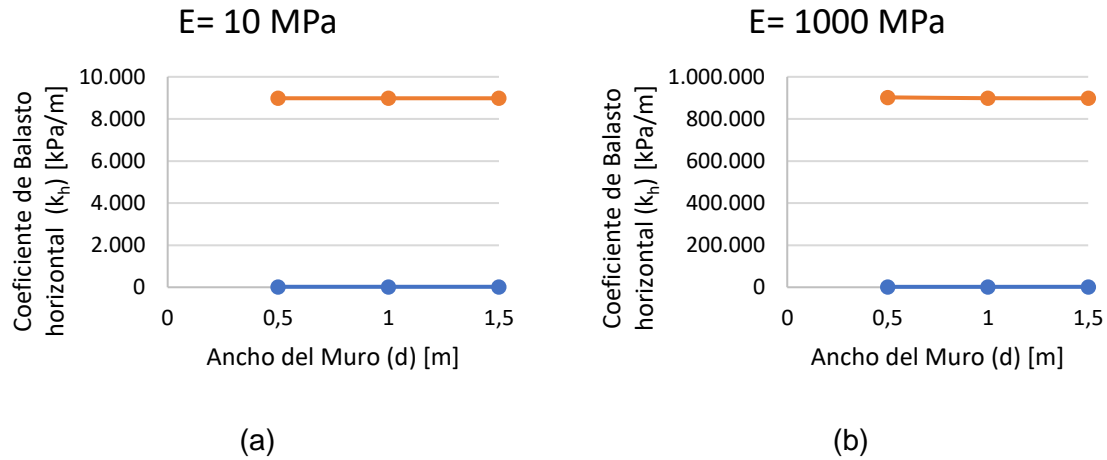


Figura 5.24: Tendencia de los valores del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) mínimo (azul) y máximo (naranja) para un muro de pantalla de 4 m de largo, sobre un suelo con 15 m de profundidad modelado en un suelo bajo el criterio Mohr-Coulomb ( $c'=50$  kPa y  $\varphi'=20^\circ$ ) y  $E=10$  MPa (a) y 1000 MPa (b).

## CAPÍTULO 6: Análisis del Coeficiente de Balasto en Túneles

El método de Winkler también se aplica a los túneles. En el presente capítulo se modela un túnel construido en un estrato de roca muy profunda. El túnel será circular para hacer su deformada ovalada y así poder apreciar la validez del método para esta estructura.

### 6.1. Modelación en Plaxis

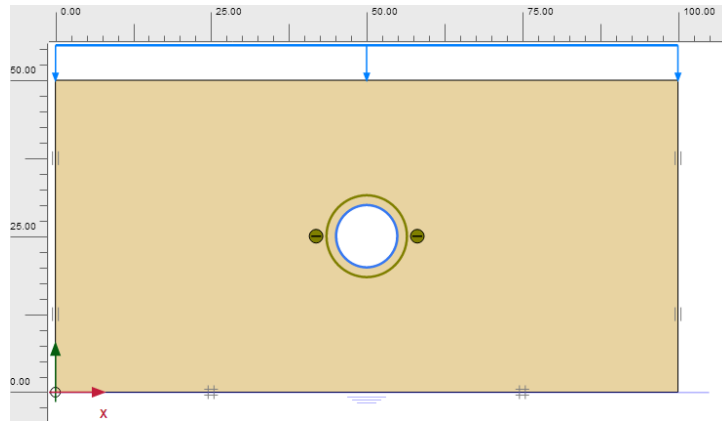
El coeficiente de balasto radial ( $k_r$ ) está en función de las tensiones radiales aplicadas en el contorno del túnel ( $\sigma_r$ ) y de los desplazamientos radiales ( $U_r$ ). Sin embargo, estos parámetros no los calcula Plaxis.

El cálculo de las variables radiales se realiza en una hoja de Excel. Se toman las medidas en X y en Y de los parámetros y a través del teorema de Pitágoras se calcula la magnitud radial, tanto de los desplazamientos como de las tensiones aplicadas al contorno del túnel. Luego de tener estos parámetros se calcula el coeficiente de balasto radial por el MEF.

Con Plaxis, se modela esta interacción entre roca y el túnel con condiciones de contorno similares a los modelos anteriores. La geometría es en 2D y deformación plana. El estrato de suelo tiene una profundidad de 50 m y 100 m de longitud. El terreno se comporta bajo el modelo elástico-lineal, tiene un módulo elástico del terreno ( $E_t$ ) de 1000MPa y un coeficiente de Poisson de 0,3. Para calcular el coeficiente de empuje lateral ( $k_o$ ) del suelo se utiliza la expresión 6.1, con el coeficiente de Poisson de 0,3 el  $k_o$  es igual a 0,43.

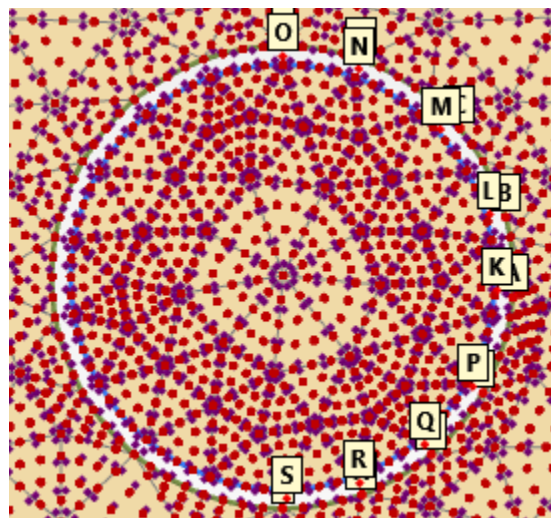
$$k_o = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (6.1)$$

El centro geométrico del túnel coincide con el centro geométrico del terreno. El túnel tiene 10 m de diámetro y la instalación de soporte es de 0,50 m de espesor. La forma del túnel es circular (figura 6.1). Se modela de esta manera para que la deformada coincida con la forma ovalada descrita en las hipótesis estimadas por el método analítico (basadas en el método de Winkler).



*Figura 6.1: Dominio de 100 m de largo y 50 m de profundidad con un túnel de 10 m de diámetro.*

En la figura 6.2 se aprecia el mallado en la zona del túnel. También se puede ver los nodos y puntos de Gauss seleccionados para la obtención de los parámetros para calcular  $k_r$ . Los nodos y puntos tensionales seleccionados se pueden ver también en la figura 6.2. Sobre estos puntos se evalúan las variables horizontales y verticales para calcular su magnitud radial, por simetría se obtienen los valores del resto del túnel



*Figura 6.2: Mallado para un túnel circular de 10 m de diámetro, se pueden ver los nodos (rojo) y los puntos tensionales (morado).*

Cabe acotar que en Plaxis se puede modelar medio túnel, es decir cortar el dominio por la mitad y realizar el análisis por simetría. En el presente trabajo no se hizo de esta manera debido a la sencillez numérica del modelo.

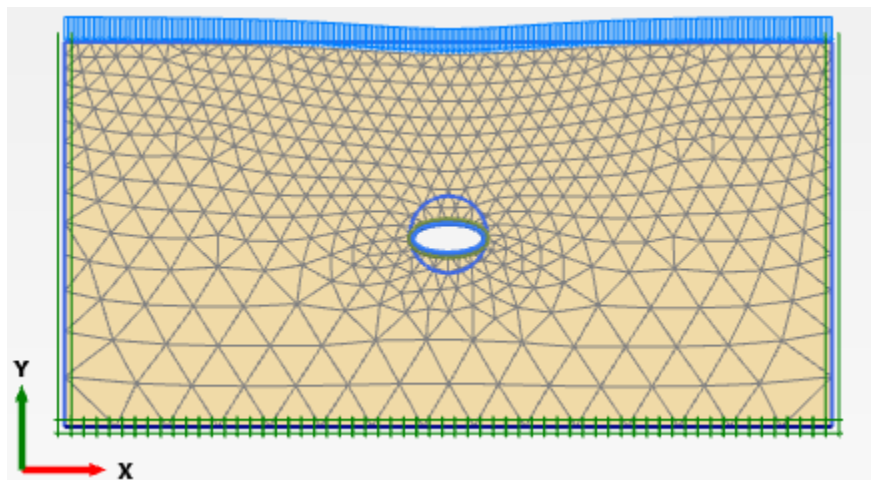
Antes de calcular el modelo se deben de programar las fases de carga. En el túnel hay tres fases de carga: fase inicial, fase 1 y fase 2. En la fase inicial se modela el dominio del suelo solamente. En la fase 1 se agrega una carga de  $-1350 \text{ kN/m}^2$  distribuida linealmente en el tope del dominio. Se agrega esta carga porque el túnel estará modelado en un estrato rocoso de 100 m de profundidad, pero su centro estará a 75 m de profundidad. Para hacer el dominio más pequeño y el cálculo más rápido, los primeros 50 m de profundidad se discretizan como una carga linealmente distribuida de  $-1350 \text{ kN/m}^2$ . Se tiene en cuenta un peso específico de  $27 \text{ kN/m}^3$  y para el estrato de 50 m genera esta carga linealmente distribuida.

En la fase 2 se excava el terreno y se construye el túnel, también se anulan los desplazamientos de las fases previas para que el valor calculado sea el generado justo después de la excavación.

Luego del cálculo se extrae los valores de interés en la tabla de resultados. La tabla se filtra según las coordenadas de los nodos y de los puntos tensionales. Con estos datos se calcula el valor de  $k_r$  por punto para luego realizar un análisis comparativo entre el MEF y las expresiones analíticas y graficar las tendencias.

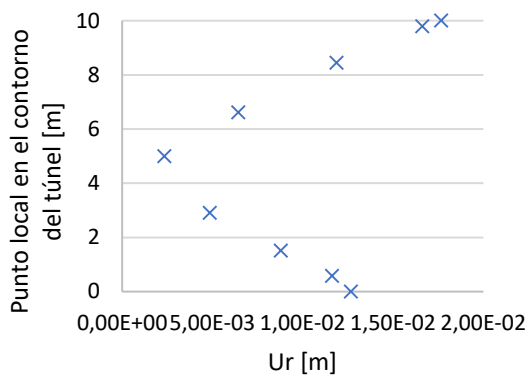
## 6.2. Túnel en Roca

El túnel modelado en un terreno elástico-lineal es de forma circular para asegurar que su deformada sea ovalada (figura 6.3) y así poder corroborar las hipótesis planteadas por Muir Wood (1975). A continuación, los resultados numéricos del túnel modelado.

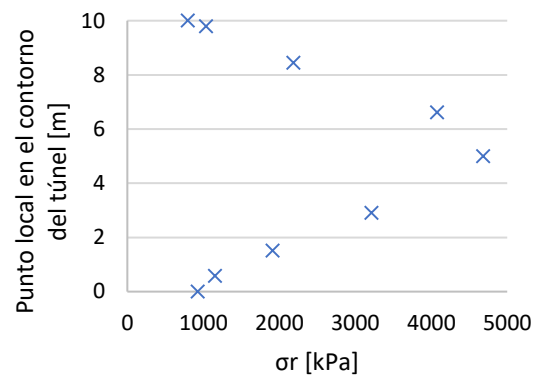


*Figura 6.3: Deformada ovalada de un túnel circular de 10 m de diámetro, se exagera la escala para que se pueda apreciar los movimientos del terreno.*

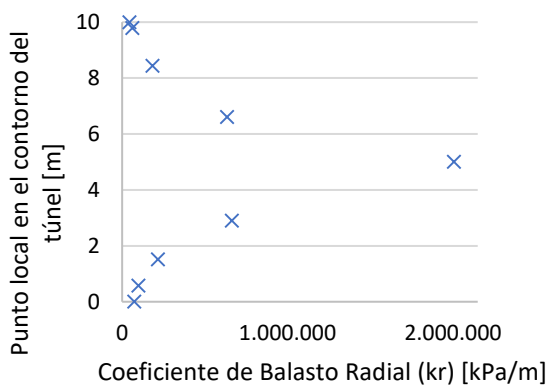
En la figura 6.4a se pueden observar los desplazamientos radiales calculados sobre el contorno del túnel. El eje Y va desde 10 m (tope de la bóveda del túnel) y decrece por todo el perímetro de las instalaciones de soporte hasta llegar a 0 m (parte más baja de la contrabóveda).  $U_r$  es mayor en  $Y=10$  m y luego disminuye linealmente hasta el punto  $Y=5$  m para luego aumentar linealmente hasta  $Y=0$  m. Esto se debe a que la roca por debajo de  $Y=5$  m expande debido a la descarga provocada por la excavación del túnel, pero es contrarrestada por la carga aplicada al mismo.



(a)



(b)



(c)

Figura 6.4: Desplazamientos radiales,  $U_r$  [m] (a), tensiones radiales,  $\sigma_r$  [kPa] (b) y Coeficiente de Balasto Radial ( $k_r$ ) (c) para un túnel de 10 m de diámetro modelado en una roca con  $E=1000$  MPa.

Las tensiones radiales (figura 6.4b) muestran una tendencia contraria a las deformaciones. En el punto más alto de la bóveda la tensión se distribuye en la instalación



de soporte haciendo que el valor sea el mínimo. Este valor va creciendo en magnitud a medida que la tensión recorre el contorno del túnel hasta llegar a  $Y=5$  m. A partir de este punto la tensión vuelve a disminuir con  $Y$ , hasta un valor de tensión radial un poco más alto que el de la bóveda.

Estas tendencias de los desplazamientos y las tensiones radiales causan que el coeficiente de balasto radial mínimo se encuentre en la bóveda mientras el valor máximo de  $k_r$  está a  $Y=5$ m (figura 6.4c). La tendencia del valor recuerda a la forma de una campana de Gauss. Con este ejemplo se compara los resultados con la expresión analítica de  $k_r$  en el capítulo 7 (apartado 7.3).

## CAPÍTULO 7. Comparación Entre Expresiones Analíticas y el Método de Elementos Finitos (Plaxis)

En el siguiente capítulo se comparan los resultados del coeficiente de balasto, vertical, horizontal y radial para las cimentaciones superficiales, muros pantalla y el ejemplo del túnel del capítulo 6.

### 7.1. Comparación de Resultados para las Estructuras Superficiales

En la tabla 7.1 se aprecian los resultados del coeficiente de balasto vertical, calculados por el método de elementos finitos (MEF) y por las expresiones analíticas enunciadas en el capítulo 2. El ejemplo calculado es para una viga de cimentación de 2 m de ancho con altura variable. El suelo es de 5 m de profundidad y su módulo elástico es de 100 MPa.

Los valores mínimos de  $k_v$  por MEF se asemejan a los calculados por las ecuaciones de Vesic y Barden (2.7) y Vlasov y Leontiev (2.11). Aunque al disminuir “d”  $k_v$  crece haciendo que el resultado sea mucho mayor al calculado por MEF. Las expresiones de Kogler y Scheidig dan valores más altos que el máximo (2.10) y más bajos que el mínimo (2.9) en comparación con el MEF.

Por su parte, la expresión 2.8 resulta en un valor del coeficiente de balasto vertical medio, entre el mínimo y el máximo del  $k_v$  por el método de elementos finitos. Cabe destacar que al ser muy sensible a “d”,  $k_v$ , según Woinowsky-Krieger, aumenta considerablemente al disminuir el alto de la cimentación.

Lo mismo se puede observar en la tabla 7.2. Esta tabla resume los resultados del coeficiente de balasto vertical del mismo ejemplo anterior, pero variando el módulo elástico del suelo a 10 MPa y a 1000 MPa. El análisis es el mismo al de la tabla anterior con respecto a los resultados de las expresiones analíticas en comparación con el método de elementos finitos.

Valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) [kPa/m]		E=100 MPa		
		Valor del alto de la Cimentación (d)		
		0,6m	0,06m	0,006m
<b>M.E.F.</b>	Mínimo	33.416	34.505	39.040
	Máximo	75.570	73.297	61.422
<b>2.7</b>	Vesic y Barden	39.098	47.368	57.388
<b>2.8</b>	Woinowsky-Krieger	53.528	115.322	248.454
<b>2.9</b>	Kogler y Scheidig	20.000	20.000	20.000
<b>2.10</b>		128.510	128.510	128.510
<b>2.11</b>	Vlasov y Leontiev	38.462	38.462	38.462

*Tabla 7.1: Valores del coeficiente de balasto vertical calculados por MEF y por expresiones analíticas (kPa/m) para una viga de cimentación de 2 m de ancho con altura (d) variable, sobre un suelo con 5 m de profundidad y E=100 MPa.*

Valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) [kPa/m]		E=10 MPa			E=1000 MPa		
		Valor del alto de la Cimentación (d)			Valor del alto de la Cimentación (d)		
		0,6m	0,06m	0,006m	0,6m	0,06m	0,006m
<b>M.E.F.</b>	Mínimo	3.327	3.339	3.450	347.111	390.442	420.365
	Máximo	7.586	7.561	7.330	729.544	614.107	473.083
<b>2.7</b>	Vesic y Barden	3.227	3.910	4.737	473.681	573.877	695.268
<b>2.8</b>	Woinowsky-Krieger	2.485	5.353	11.532	1.153.223	2.484.545	5.352.789
<b>2.9</b>	Kogler y Scheidig	2.000	2.000	2.000	200.000	200.000	200.000
<b>2.10</b>		12.851	12.851	12.851	1.285.097	1.285.097	1.285.097
<b>2.11</b>	Vlasov y Leontiev	3.846	3.846	3.846	384.615	384.615	384.615

*Tabla 7.2: Valores del coeficiente de balasto vertical calculados por MEF y por expresiones analíticas (kPa/m) para una viga de cimentación de 2 m de ancho con altura (d) variable, sobre un suelo con 5 m de profundidad y un módulo elástico del suelo de 10 MPa y 1000 MPa.*

Al modelar el mismo caso de la tabla 7.1 pero con un estrato de suelo con una profundidad de 20 m (tabla 6.3), la expresión 2.7 cambia su comportamiento, ya que se asemeja más al valor máximo calculado por MEF. Pero a medida que la cimentación se hace esbelta los valores del MEF disminuyen y según la expresión 2.7 aumentan.

La expresión 2.11 de Vlasov y Leontiev disminuye considerablemente con la profundidad, calculando un valor de  $k_v$  muy por debajo del  $k_v$  mínimo según MEF. Es decir que a grandes profundidades la expresión pierde validez. Sin embargo, el efecto escala parece darle credibilidad a la expresión.

En la tabla 7.4, que resume los valores del coeficiente de balasto para una viga de cimentación similar que la tabla 7.3 pero con un largo de 8 m, la expresión 2.11 se asemeja al  $k_v$  mínimo por MEF. Del resto de las expresiones se puede concluir lo mismo que en la tabla 7.1.

Valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) [kPa/m]		E=100 MPa		
		Valor del alto de la Cimentación (d)		
		0,6m	0,06m	0,006m
<b>M.E.F.</b>	Mínimo	19.417	19.987	22.584
	Máximo	36.523	35.591	30.502
<b>2.7</b>	Vesic y Barden	39.098	47.368	57.388
<b>2.8</b>	Woinowsky-Krieger	53.528	115.322	248.454
<b>2.9</b>	Kogler y Scheidig	5.000	5.000	5.000
<b>2.10</b>		75.630	75.630	75.630
<b>2.11</b>	Vlasov y Leontiev	9.615	9.615	9.615

*Tabla 7.3: Valores del coeficiente de balasto vertical calculados por MEF y por expresiones analíticas (kPa/m) para una viga de cimentación de 2 m de ancho con altura (d) variable, sobre un suelo con 20 m de profundidad y E=100 MPa.*

Valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) [kPa/m]		E=100 MPa		
		Valor del alto de la Cimentación (d)		
		0,6m	0,06m	0,006m
<b>M.E.F.</b>	Mínimo	9.625	10.635	10.506
	Máximo	19.755	14.767	11.900
<b>2.6</b>	Vesic y Barden	15.516	18.798	22.774
<b>2.7</b>	Woinowsky-Krieger	53.528	115.322	248.454
<b>2.8</b>	Kogler y Scheidig	5.000	5.000	5.000
<b>2.9</b>		32.127	32.127	32.127
<b>2.10</b>	Vlasov y Leontiev	9.615	9.615	9.615

*Tabla 7.4: Valores del coeficiente de balasto vertical calculados por MEF y por expresiones analíticas (kPa/m) para una viga de cimentación de 8 m de ancho con altura (d) variable, sobre un suelo con 20 m de profundidad y E=100 MPa.*

Valores del coeficiente de balasto vertical ( $k_v$ ) [kPa/m]		E=100 MPa		
		Valor del alto de la Cimentación (d)		
		0,6m	0,06m	0,006m
<b>M.E.F.</b>	Mínimo	19.417	10.635	10.506
	Máximo	36.523	14.767	11.900
<b>2.6</b>	Vesic y Barden	39.098	47.368	57.388
<b>2.7</b>	Woinowsky-Krieger	53.528	115.322	248.454
<b>2.8</b>	Kogler y Scheidig	5.000	5.000	5.000
<b>2.9</b>		75.630	75.630	756.304
<b>2.10</b>	Vlasov y Leontiev	962	9.615	96.154
<b>2.11</b>	Vogt	78.535	78.535	78.535

*Tabla 7.5: Valores del coeficiente de balasto vertical calculados por MEF y por expresiones analíticas (kPa/m) para una zapata circular de 2 m de diámetro con altura (d) variable, sobre un suelo con 20 m de profundidad y E=100 MPa.*

Al variar la forma de la cimentación por una zapata circular los valores de  $k_v$  se comportan de la misma manera descrita para la tabla 7.1. La expresión que parece estar desarrollada para cargas circulares sin embargo arroja valores más altos que el valor máximo calculado por el MEF. La variable rugosidad ( $R_{int}$  en Plaxis) no está presente en ninguna expresión analítica por lo tanto no se puede realizar una comparación.

## 7.2. Comparación de Resultados para las Estructuras de Contención

Debido a que las expresiones analíticas para la estimación del coeficiente de balasto horizontal están en función de la cohesión y el ángulo de fricción interna solo se comparan los ejemplos con suelos modelados con el criterio de rotura Mohr-Coulomb (apartado 5.3). Se utilizaron dos casos: el primero con  $c'=0$  kPa y  $\phi'=30^\circ$  y el segundo con  $c'=50$  kPa y  $\phi'=20^\circ$ .

### 7.2.1. Ábacos de Chadeisson

Para el primer y segundo caso los coeficientes de balasto horizontal, según el ábaco de Chadeisson, son de 27000 kPa/m y 24600 kPa/m respectivamente. En comparación con los resultados del MEF se puede observar que, para el primer caso ( $c'=0$  kPa y  $\phi'=30^\circ$ ), el valor obtenido del ábaco está entre el mínimo y el máximo  $k_h$  obtenido con E=1000MPa. En el segundo caso ( $c'=50$  kPa y  $\phi'=20^\circ$ ), el valor está entre el máximo y el mínimo para E=100 MPa.

Es decir que el ábaco no tiene la sensibilidad suficiente para estimar si el suelo es blando o rígido ya que está en función de la cohesión y el ángulo de fricción interna. Con el aumento de la cohesión uno espera mayor resistencia (menos tensiones horizontales aplicadas) y un valor de  $k_h$  más pequeño.

En los valores de  $k_h$  obtenidos del ábaco esto ocurre, sin embargo, la nula dependencia de otras variables del suelo hace que el cambio en magnitud sea muy pequeño. En cambio, con Plaxis sí se observa una mayor sensibilidad en  $k_h$  para mayor cohesión, ya que el valor de  $k_h$  disminuye notablemente.

### 7.2.2. Expresión Analítica de Monnet

La expresión de Monnet está en función de la rigidez a flexión ( $E \cdot I$ ), el ángulo de fricción interna (implícito en el cálculo de los empujes pasivos y activos) y la cohesión del suelo. Los resultados de  $k_h$  por MEF y por Monnet muestran sensibilidad al ancho del muro, al crecer el ancho crece el coeficiente de balasto horizontal. La ecuación de Monnet, al estar en función de  $E \cdot I$ , funciona bien con cambios del ancho del muro, pero no muestra la misma precisión para cambios de parámetros del suelo (ver tabla 7.6).

Se puede apreciar en la tabla 7.6 que el cambio de cohesión y ángulo de fricción interna altera el valor del coeficiente de balasto horizontal muy poco en comparación con el MEF. A pesar de depender de parámetros del suelo, estos no tienen la sensibilidad suficiente en la expresión analítica de Monnet para alterar el valor de  $k_h$  como lo hace el modelo en Plaxis.

		0,5m	1m	1,5m
<b>c'=0kPa, <math>\phi'</math>=30°</b>	<b>Coeficiente de balasto horizontal (<math>k_h</math>) [kPa/m]</b>	12355	18727	23885
<b>c'=50kPa, <math>\phi'</math>=20°</b>		12452	18824	23982

*Tabla 7.6: Resultados del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) calculado con la expresión de Monnet para ambos casos de estudio por M-C variando el ancho del muro de pantalla.*

Los valores calculados por Monnet, para  $c'=0\text{kPa}$ ,  $\phi'=30^\circ$ , se asemejan a los valores de  $k_h$  mínimo para  $E=1000\text{ MPa}$  y están entre el máximo y mínimo valor del coeficiente de balasto horizontal con un suelo de  $E=100\text{ MPa}$ . Para suelos blandos no parece ser muy útil la expresión.

### 7.2.3. Expresión Analítica de Menard y Bourdon

La siguiente expresión analítica propone que el cálculo del coeficiente de balasto horizontal está en función del módulo elástico del presiómetro de Menard ( $E_M$ ), que para efectos de este trabajo es igual a  $E$ , e implícitamente en  $\alpha$  la cohesión del suelo. Los resultados de  $k_h$  se muestran en la tabla 7.7.

Los valores obtenidos por la expresión analítica de Menard y Bourdon están muy por encima de los valores obtenidos por el MEF. Los valores obtenidos de  $k_h$  para  $E=10$  MPa están entre el  $k_h$  mín y máx para  $E=100$  MPa, también son muy similares al mínimo con  $E=1000$  MPa.

Se puede apreciar en la tabla 7.7 que la expresión analítica reproduce la misma sensibilidad al cambio de  $E$  que Plaxis. Aumenta 10 veces aproximadamente el valor de  $k_h$  a medida que el valor de  $E$  también lo hace. Otra similitud al MEF que tiene esta expresión es la reducción de  $k_h$  al aumentar la cohesión del suelo.

		10 MPa	100 MPa	1000 MPa
<b>c'=0kPa, <math>\varphi'</math>=30º</b>	<b>Coeficiente de balasto horizontal (<math>k_h</math>)</b>	18986	189856	1898556
<b>c'=50kPa, <math>\varphi'</math>=20º</b>		8760	87599	875993

*Tabla 7.7: Resultados del coeficiente de balasto horizontal ( $k_h$ ) calculado con la expresión de Menard y Bourdon para ambos casos de estudio por M-C variando el ancho del muro de pantalla.*

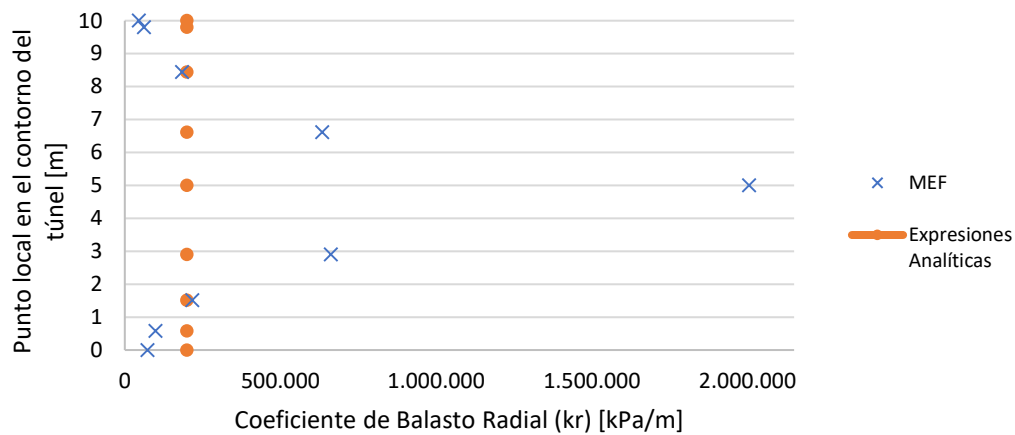
El acierto en la tendencia puede ser debido a que la expresión analítica se basa en un ensayo in-situ desarrollado por Mennard. En base a los diversos resultados obtenidos desarrolló la expresión analítica junto con Bourdon. Sin embargo, al ser una expresión analítica se espera que no se tenga la misma precisión que Plaxis, debido a que el programa resuelve los modelos utilizando el MEF.

### 7.3. Comparación de Resultados para el Túnel en Roca

La expresión analítica del coeficiente de balasto radial, en función del módulo elástico del suelo ( $E$ ) y el radio del túnel ( $r$ ), arroja un solo valor. Un problema evidente de la expresión analítica es que si el túnel está construido entre una litografía poco uniforme determinar el  $E$  será complicado. Así que en este trabajo se asume un solo estrato para

evitar ese problema. Con los datos del modelo presentado en el capítulo anterior,  $k_r=200.000\text{kPa/m}$ .

Como en las dos estructuras estudiadas anteriormente, el túnel también tiene varios resultados de  $k_r$ . El valor obtenido por la expresión analítica está comprendido entre el menor y el mayor valor de  $k_r$  obtenido en Plaxis (figura 7.1). Este método de cálculo para el  $k_r$  en túnel puede dar una primera aproximación acertada, pero sigue estando lejos de la realidad y, como todas las expresiones analíticas estudiadas anteriormente, simplifican mucho el caso de estudio.



*Figura 7.1: Comparación de resultados, por MEF y expresiones analíticas del coeficiente de balasto radial.*



## CAPÍTULO 8. Conclusiones y Recomendaciones

Teniendo en cuenta todo lo estudiado en este trabajo, se puede concluir que los resultados del coeficiente de balasto, calculado con expresiones analíticas, dan resultados poco representativos del comportamiento del suelo en comparación con los resultados de  $k$  calculados a través del Plaxis por el método de los elementos finitos.

Esto se observó en las tres estructuras estudiadas (cimentaciones superficiales, muro pantalla y un túnel), lo que indica que el problema de las expresiones analíticas (Winkler) deriva en una simplificación tal que no representan del todo bien lo que ocurre en una interacción suelo-estructura.

Aun cuando los modelos de Plaxis (elasticidad lineal) se asemejaban en la medida de lo posible a las hipótesis teóricas establecidas por Winkler, la sensibilidad en los parámetros de diseño rara vez mostraban una tendencia similar entre las expresiones analíticas y los resultados del coeficiente de balasto por MEF.

En base a los resultados obtenidos en el presente trabajo, se pueden realizar recomendaciones para estimar el coeficiente de balasto calculado por expresiones analíticas y el método de elementos finitos a través del programa Plaxis. Esto ayudaría a que el valor asignado del coeficiente de balasto sea adecuado dependiendo del caso a estudiar. Las recomendaciones que se realizan serán válidas para los casos estudiados en los capítulos 4, 5 y 6.

Los resultados para el coeficiente de balasto calculado por el MEF no son constantes. Para un suelo dado, el coeficiente de balasto depende de la geometría del problema (cimentación, muro, túnel) y también del punto considerado. Si se utiliza el método de Winkler en el diseño (debido a la tradición en el ámbito del cálculo de estructuras), se recomienda utilizar un rango de coeficientes de balasto antes que un valor fijo constante. En ocasiones será factible usar el coeficiente de balasto mínimo, calculado con el mayor desplazamiento, pero en otros casos, habrá que hacer la envolvente de esfuerzos en la estructura considerando el valor mínimo y un valor máximo.

Las expresiones analíticas desarrolladas, a través el ensayo de la placa de carga de Terzaghi, muestra una tendencia del coeficiente de balasto vertical en función del diámetro de la zapata circular muy cercana a la calculada por Plaxis. Los valores numéricos son

diferentes, sin embargo, si el  $k_{30}$  es asumido igual al  $k_v$  mín de una zapata con 0,30m de diámetro dan resultados casi exactos. Sería muy interesante realizar modelaciones y ensayos en campo para estimar nuevos valores para la constante  $k_{30}$  utilizadas en las expresiones de Terzaghi.

La expresión de Vesic y Barden (2.7) muestra resultados similares al  $k_v$  mín con  $E=100$  MPa para anchos de 2m y 8m y profundidades del estrato de suelo de 5m y 20m respectivamente, sin embargo, solo para un espesor de cimentación de 0,6m. A medida que la cimentación se hace más flexible (disminuye  $d$ ) los resultados de  $k$  crecen. Para suelos blandos ( $E=10$  MPa) la expresión calcula un valor de  $k_v$  cercano al  $k_v$  mín del Plaxis, inclusive variando el espesor de la cimentación superficial. Para suelos rígidos ( $E=1000$  MPa) no es recomendado el uso de esta expresión. En zapatas circulares tampoco es muy preciso el resultado. Para una profundidad de 20 m y un  $d=0,6$ m los valores  $k_v$  resultaban similares al  $k_v$  máx, pero para el resto de los casos daban muy por debajo o muy por encima del valor calculado por Plaxis.

La expresión de Woinowsky-Krieger (2.8) solo se recomienda para suelos blandos ( $E= 10$  MPa) con un espesor de cimentación igual a 0,6m (cimentaciones que tienden a un comportamiento rígido) debido a que da valores cercanos al  $k_v$  mín. En el resto de los casos esta expresión analítica no mostró mucha precisión.

De las dos expresiones desarrolladas por Kogler y Sheidig (2.9 y 2.10) solo se recomienda usar la expresión 2.9. Los resultados de la expresión analítica 2.9 siempre muestran resultados un poco por debajo del  $k_v$  mínimo calculado por Plaxis; son más conservadores, pero en principio sería muy aproximado al valor calculado por MEF. En el único caso que no se recomienda la expresión 2.9 es para zapatas circulares, tampoco para estimar el coeficiente de balasto vertical máximo.

La expresión 2.11, desarrollada por Vlasov y Leontiev muestran resultados similares al  $k_v$  mín para cualquier  $E$  con profundidad del estrato de suelo igual a 5m y un ancho de cimentación de 2m. Al aumentar la profundidad pierde precisión, pero si se aumenta el  $H$  a 20m y el ancho de la cimentación a 8m recupera validez los resultados de  $k_v$ . Para estimar el máximo valor de  $k_v$  no se recomienda su uso.

A pesar de que la expresión de Vogt fue desarrollada para zapatas circulares sus valores no son muy cercanos al  $k_v$  mín, inclusive son mucho mayores que el  $k_v$  máx por lo tanto no se recomienda su uso para ningún caso de zapatas circulares.

En el caso del muro pantalla y el cálculo de  $k_h$  en Plaxis se pudo ver que la diferencia entre el  $k_h$  mín y el  $k_h$  máx era de mucha magnitud.

Los ábacos de Chadeisson son muy simples de implementar, pero el valor de  $k_h$  que se obtiene resulta mucho mayor al calculado por Plaxis, aunque para los modelos estudiados nunca pasa del  $k_h$  máx. El uso del ábaco no se recomienda debido a la poca sensibilidad al cambio de parámetros del suelo, como la cohesión y el ángulo de fricción interna. Conceptualmente se basa en evaluar la rigidez a partir de parámetros de resistencia, lo cual siempre es arriesgado.

Los valores calculados por la expresión de Monnet dan buenos resultados si la cohesión es nula y el suelo muy rígido. Sin embargo, para el resto de los casos la expresión pierde su eficacia. También, debido a la falta de sensibilidad a los parámetros de resistencia del suelo, cohesión y ángulo de fricción interna, se recomienda usar la expresión solo como primera aproximación si el suelo no es cohesivo.

La expresión de Menard y Bourdon, al contrario de los ábacos de Chadeisson y la expresión de Monnet, sí muestran un cambio de  $k_h$  acorde al cambio de parámetros del suelo. La expresión se basa en ensayos de campo con el presiómetro de Menard así que era de esperarse. A pesar de esto, el valor da muy por encima del  $k_h$  mín calculado por Plaxis. Se pudiera desarrollar más líneas de investigación para ajustar la expresión numéricamente y pueda dar  $k_h$  similares a los calculados por MEF.

La ecuación utilizada ampliamente para calcular  $k_r$  analíticamente da un valor entre el mínimo y el máximo. Sirve para una primera aproximación del problema. Sin embargo, no se recomienda utilizar en un diseño final ya que dista mucho del  $k_r$  mín y máx calculado por Plaxis.

En definitiva, las diferentes expresiones disponibles para evaluar el coeficiente de balasto muestran gran dispersión y por eso esta metodología de cálculo, si se utiliza, debe hacerse con precaución. Se recomienda asumir un rango de coeficientes de balasto y evaluando la envolvente de esfuerzos y movimientos calculados para el diseño estructural.

## Referencias Bibliográficas

- American Concrete Institute. (2002). *Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats*. Michigan, Estados Unidos: ACI. Recuperado el 17 de 05 de 2017, de [http://civilwares.free.fr/ACI/MCP04/3362r\\_88.pdf](http://civilwares.free.fr/ACI/MCP04/3362r_88.pdf)
- Chadeisson, R. (1961). Parois continues moulées dans le sol. En *Proceedings of the 5th European Conference on Soil. Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 2, págs. 563-568). Paris.
- Das, B. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México, D.F.: Thomson Learning.
- Felippa, C. (2014). *Introduction to Finite Element Methods (ASEN 5007)*. Recuperado el 09 de junio de 2017, de University of Colorado Boulder: <http://www.colorado.edu/engineering/CAS/courses.d/IFEM.d/Home.html>
- Gibson, R. (1967). Some Results Concerning Displacements and Stresses. *Géotechnique*, 17(1), 58-67.
- Gibson, R. (1974). The Analytical Method in Soil Mechanics. *Géotechnique*, 24(2), 115-140.
- Mitew, M. (2005). *Numerical analysis of displacements of a diaphragm wall [archivo pdf]*. Recuperado el 20 de junio de 2017, de International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: [http://www.issmge.org/uploads/publications/6/11/2005\\_084.pdf](http://www.issmge.org/uploads/publications/6/11/2005_084.pdf)
- Monnet, A. (1994). Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élasto-plastique des soutènements. *Revue Française de Géotechnique*, 67-72.
- Muir Wood, A. M. (1975). The Circular Tunnel in Elastic Ground. *Géotechnique*, 58(9), 115-127.
- Plaxis bv. (2016a). *Plaxis: Reference Manual*. Delft, Holanda: Plaxis bv.
- Plaxis bv. (2016b). *Plaxis: Material Models Manual*. Delft, Holanda: Plaxis bv.
- Rodriguez-Ortiz, J., Serra, J., & Oteo, C. (1995). *Curso Aplicado de Cimentaciones*. Madrid, España: COAM.

- Tellado, M. (1999). Precisiones para el Empleo del Método del Módulo de Balasto en Edificación. *Informes de la Construcción*, 51(463), 23-35.
- Terzaghi, K. (1952). *Mecánica Teórica de los Suelos*. Buenos Aires: Acme Agency.
- Terzaghi, K. (1955). Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. *Géotechnique*, 5, 297-326.
- Weck, O., & Yong, I. (2004). *Engineering Design and Rapid Prototyping Engineering [archivo pdf]*. Recuperado el 12 de junio de 2017, de Massachusetts Institute of Technology: [http://web.mit.edu/16.810/www/16.810\\_L4\\_CAE.pdf](http://web.mit.edu/16.810/www/16.810_L4_CAE.pdf)
- Zhang, D. e. (2014). A modified solution of radial subgrade modulus for a circular. *Soils and Foundations*, 54, 225–232.
- Zhao, C. e. (2017). Prediction of tunnel lining forces and deformations using analytical and numerical solutions. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 64, 164-176.
- Zienkiewicz, O., & Taylor, R. (1994). *El Método de los Elementos Finitos volumen I: Formulación Básica y Problemas Lineales*. Madrid: McGraw-Hill.